



Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil

François Dunand

► To cite this version:

François Dunand. Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil. Géophysique [physics.geo-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2005. Français. NNT : . tel-00335885

HAL Id: tel-00335885

<https://theses.hal.science/tel-00335885>

Submitted on 30 Oct 2008

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

OBSERVATOIRE DE GRENOBLE
et
LABORATOIRE DE GÉOPHYSIQUE INTERNE ET TECTONOPHYSIQUE

Thèse

présentée par

François DUNAND

pour obtenir le titre de

Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I

Spécialité : **Sciences de la Terre et de l'Univers**

**Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et
l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil**

-

Date de soutenance : 28 janvier 2005

Composition du jury :

M. J. Mazars (INPG)	Président
M. P.-Y. Bard (LCPC)	Directeur de thèse
M. C. Boutin (ENTPE)	Rapporteur
M. J.-F. Semblat (LCPC)	Rapporteur
M. H. Modaressi (BRGM)	Examineur
M. P.-E. Thévenin (Bureau Veritas)	Invité
M. T. Vassail (Bureau Veritas)	Invité

Résumé

Le bruit de fond est une vibration mécanique de faible amplitude générée par l'activité naturelle et humaine. Cette vibration, en sollicitant les structures de génie civil, permet d'étudier leur comportement dynamique.

L'objectif de ce travail de thèse a été de comparer les caractéristiques dynamiques issues de mesures de bruit de fond à des caractéristiques issues de sollicitations de plus fortes amplitudes (e.g. séismes). Cette étude nous a permis de valider la pertinence de cette méthode. Nous avons montré en particulier que les résultats sous bruit de fond peuvent être extrapolés aux résultats sous séismes.

Cette méthode a ensuite été appliquée pour tenter d'identifier l'endommagement de structures ayant subi des séismes. Après une première application en laboratoire sur des éléments de structure (poteaux, poutres) subissant un endommagement contrôlé, nous l'avons appliquée à des bâtiments endommagés par le séisme de Boumerdes en Algérie (21/05/2003, Mw 6.8).

Enfin, des bâtiments grenoblois et niçois ont été testés par cette méthode. La corrélation de deux paramètres dynamiques essentiels (fréquence et amortissement) a été étudiée pour connaître l'origine de l'amortissement mesuré par cette méthode.

Ces résultats montrent que cette méthode est efficace et applicable aux structures de génie civil pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique.

Abstract

Ambient vibrations are mechanical low amplitude vibrations generated by human and natural activities. By forcing into vibration engineering structures, these vibrations can be used to estimate the structural dynamic characteristics.

The goal of this study is to compare building dynamic characteristics derived from ambient vibrations to those derived from more energetic solicitations (e.g. earthquake). This study validates the efficiency of this method and shows that ambient vibrations results can be extrapolated to seismic behavior.

Afterwards, this method has been used as a building damage estimate method after seismic events. First we applied this method in laboratory on structural elements (columns and beams) suffering damages. Then, we applied it on real scale buildings which suffered damages after the Boumerdes seismic event (Algeria 21/05/2003, Mw 6.8).

Finally, a set of buildings located in Grenoble and Nice was tested. The correlation of the two main dynamic parameters (frequency and damping) gives us informations on the in-situ measured damping origin.

These results show that the ambient vibrations method is efficient for buildings dynamic characteristics estimate and seismic evaluation.

Remerciements

Merci à Pierre-Yves Bard de m'avoir encadré durant tout ce travail de recherche.

Merci à Thierry Vassail et Pierre-Eric Thévenin qui m'ont fait découvrir le bruit de fond à travers mon stage d'ingénieur. Ils m'ont aussi permis avec Bertrand Pilot de continuer sur cette thématique par le DEA et la Thèse. La dualité entreprise / laboratoire de recherche m'a montré deux visions différentes de la recherche.

Merci à toute à l'équipe du CGS d'Alger pour leur accueil chaleureux.

Je remercie amicalement Sylvette, Cécile, Phillipe et Bertrand, valeureux compagnons de manip et d'autres choses.

Et, surtout, surtout, je n'oublie pas de remercier Gaillot, mais pour quoi au fait ? Pour m'avoir fait, entre autre, partager sa vision du monde.

Je remercie tous ceux qui ont eu la malheureuse expérience de me relire pour, notamment, remettre les "s", saupoudrés au hasard, à leur place.

Enfin, merci à Aurélie, ma femme, pour sa patience et à qui je dédie ce travail.

Table des matières

1	Introduction	11
2	Notions et rappels de dynamique	17
2.1	Introduction	19
2.2	Oscillateur à 1 degré de liberté	19
2.3	Modèles Brochette	22
2.3.1	Brochette de cisaillement	25
2.3.2	Brochette de flexion	27
2.4	Modèles de poutre continue	29
2.4.1	Poutre de flexion	30
2.4.2	Poutre de cisaillement	33
2.4.3	Synthèse des poutres continues	37
2.5	Interaction sol-structure	37
3	Méthodes d'analyse	41
3.1	Introduction	43
3.2	A partir d'enregistrements de Bruit de Fond	43
3.2.1	Spectres	43
3.2.2	Fonction de transfert	45
3.2.3	Spectre de torsion	46
3.2.4	Amortissement	47
3.2.5	Déformée modale	54
3.3	A partir d'enregistrements de séismes	57
4	Des petites aux moyennes déformations	63
4.1	Contexte	65
4.2	Vaulx en Velin	68
4.2.1	Sollicitation harmonique	68
4.2.2	Bruit de fond	69
4.2.3	Comparaison	70
4.3	Archives départementales de La Martinique	71
4.3.1	Description de la structure	71
4.3.2	Analyse des séismes	71
4.3.3	Analyse du bruit de fond	77
4.3.4	Comparaison bruit de fond - séisme	78
4.3.5	Conclusion	79

4.4	Bâtiment de la CCI de Nice	80
4.4.1	Introduction	80
4.4.2	Description de l'expérimentation	82
4.4.3	Caractérisation de la sollicitation	88
4.4.4	Résultats	90
4.4.5	Conclusion	96
5	Des petites aux grandes déformations	97
5.1	Bâtiments de Californie	99
5.2	Introduction	100
5.3	Building set	101
5.3.1	Steel buildings	101
5.3.2	RC buildings	102
5.4	Procedure	103
5.4.1	From ambient vibration records	103
5.4.2	Comparison between characteristics from ambient velocity and acceleration records	106
5.4.3	From earthquake records	106
5.5	Results	108
5.5.1	Results and analysis for Alhambra LA County Services building (Station 0482)	109
5.5.2	Results and analysis for Pasadena Millikan library (Station 5407)	110
5.5.3	Results for steel buildings	112
5.5.4	Summary analysis for Steel buildings	113
5.5.5	Results for RC buildings	114
5.5.6	Summary analysis for RC buildings	116
5.6	Discussion and Conclusions	117
6	Indicateurs d'endommagement	141
6.1	Contexte	143
6.2	Eléments de structure (IUT)	145
6.2.1	Expérimentation	145
6.2.2	Poteaux	145
6.2.3	Poutres	151
6.2.4	Conclusion	154
6.3	Structure complète (Boumerdes)	155
6.3.1	Contexte sismique - parasismique de l'Algérie	155
6.3.2	Description des bâtiments	157
6.3.3	Instrumentation des bâtiments	161
6.3.4	Analyse des résultats	168
6.3.5	Indicateurs d'endommagement	170
6.3.6	Conclusion	172
7	Interaction sol structure	175
7.1	Introduction	177
7.2	Bâtiments de Grenoble et CSMIP	178
7.2.1	Introduction	179

7.2.2	Damping and frequency estimation from ambient vibration records . . .	179
7.2.3	Full-scale data and dynamic properties of buildings	185
7.2.4	Model	191
7.2.5	Consequences	199
7.2.6	Conclusions	200
7.3	Bâtiments de Nice	201
7.3.1	Description des bâtiments	201
7.3.2	Instrumentation des bâtiments	203
7.3.3	Résultats et analyse	206
7.3.4	Amortissement et interaction sol-structure.	209
7.3.5	Conclusions	213
7.4	Discussion	214
8	Conclusion	217
	Bibliographie	220
	ANNEXES (Volume 2)	1
A	Archives départementales de La Martinique	1
B	Identification for Alhambra building	27
C	Identification for Millikan Library	47
D	Identification for Steel buildings	65
E	Identification for RC buildings	81
F	Traitement des poteaux de l'IUT	109
G	Traitement des poutres de l'IUT	117
H	Cité des 1200 Logements 3 blocs	123
I	Cité des 1200 Logements 2 blocs	129
J	Cité des 800 Logements 10 étages	135
K	Cité des 800 Logements 5 étages	141

Chapitre 1

Introduction

Risque sismique

Quand on parle de risque sismique, on pense aux conséquences en perte de vies humaines, et en pertes économiques. L'étude du risque sismique dans son ensemble a pour but d'une part de quantifier ces conséquences a priori et d'autre part de mettre en oeuvre des stratégies pour diminuer l'ampleur de ces conséquences. Ces deux volets sont liés car pour évaluer il faut connaître les phénomènes mis en jeu, et la connaissance de ces phénomènes permet de se protéger contre les effets néfastes de leur réalisation.

Le risque est traditionnellement représenté par la superposition d'un aléa, d'enjeux et de leur vulnérabilité :

- on entend par aléa la manifestation d'un phénomène naturel : le séisme. Il est caractérisé par sa probabilité d'occurrence (période de retour) et son intensité en un lieu donné ;
- les enjeux traduisent les dommages directs comptabilisables dès la fin de l'événement sismique sur les habitations, les infrastructures, les bâtiments commerciaux ou industriels, les cultures ou le cheptel, et, dans les cas les plus dramatiques, les vies humaines. Ce sont aussi les perturbations économiques et sociales qui résident essentiellement dans les pertes d'exploitation dues à la destruction de l'outil de travail ou l'interruption des communications, mais aussi les atteintes à l'environnement ;
- la vulnérabilité représente la sensibilité de ces enjeux à l'aléa.

Ces trois aspects doivent être présents pour que le risque existe. Par exemple, un aléa sismique fort dans une zone non habitée ne présente pas de risque par contre un aléa même modéré peut engendrer un risque majeur dans une zone fortement urbanisée, alors que ce même aléa génère un risque plus faible si cette zone est préparée au séisme.

Vulnérabilité du bâti

Dans ce contexte de risque sismique, la vulnérabilité du bâti tient une grande part. En effet, nous (communauté humaine) et nos biens sommes dans des bâtiments la grande majorité du temps. Afin de diminuer cette vulnérabilité, des réglementations parasismiques ont été élaborées pour rendre les bâtiments résistants aux séismes.

Les premières règles françaises ont été élaborées à la suite du séisme d'Orléansville (Chlef aujourd'hui) du 9 septembre 1954. Elles étaient applicables seulement à l'Algérie et sont connues sous l'appellation de règles A.S.55. Après le séisme d'Agadir en 1960, l'élaboration d'un nouveau règlement français a été entreprise. D'abord appliqué sous le nom de PS62 lors de la reconstruction d'Agadir, ce travail a abouti aux règles PS69 applicables à un ensemble restreint de bâtiments (Immeubles de Grande Hauteur, Etablissements Recevant du Public). C'est seulement à partir de 1994 que les règles PS69 deviennent applicables à tous les bâtiments. En 1997 les nouvelles règles PS92, tirant les leçons du séisme d'El Asnam de 1980, remplacent les règles PS69.

L'objectif principal de la réglementation parasismique française est la sauvegarde d'un maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. On accepte que la construction puisse subir des dommages irréparables, mais on souhaite éviter son effondrement sur ses occupants. De plus certains bâtiments dits stratégiques, comme les hôpitaux, doivent pouvoir rester en service lors du séisme défini.

Cependant, l'obligation d'application de ces règles est récente (1994, 1997) et ne concerne que les bâtiments neufs ou subissant des travaux de réhabilitation très significatifs. La majeure partie du parc immobilier n'est donc pas construite suivant ces normes et, compte tenu du taux de renouvellement de ce parc de l'ordre de 1 à 2 % par an, ce n'est qu'à long terme que tout le parc immobilier sera construit de façon parasismique si les règles parasismiques sont respectées. Actuellement, le bâti existant est pris en compte dans la protection parasismique uniquement par l'intermédiaire de scénarios sismiques qui estiment les dégâts probables.

Soit pour rendre un bâtiment réglementaire (PS92), soit pour évaluer sa vulnérabilité sismique (scénario), il est nécessaire de connaître son comportement dynamique. Les modélisations expertes permettent de reproduire le comportement des bâtiments, mais, (1) ne sont modélisés que les effets connus, (2) tous les comportements ne sont pas aisément modélisables, comme le comportement de maçonneries, et (3) certains paramètres des modèles demandent à être calés. Il apparaît donc la nécessité de mesurer ce comportement dynamique pour caler les modélisations.

Auscultation des bâtiments

Pour mesurer le comportement dynamique des structures de génie civil, plusieurs méthodes sont possibles. Par exemple, Boutin et al. [1999] et Hans [2002] ont testé sur plusieurs bâtiments de l'agglomération lyonnaise différentes sources d'excitation actives ou passives. Les sollicitations dites "actives", par apport d'énergie, permettent d'estimer aisément le comportement des structures :

- Mesures avec un excitateur harmonique :

Les principes de cet essai consiste à mettre la structure en vibration au moyen d'un dispositif mécanique capable de générer une force sinusoïdale à une fréquence donnée. Il faut alors réaliser un balayage des fréquences pour connaître la réponse de la structure [Paquet, 1985; Boutin et al., 2001; Peeters et al., 2000] (Figure 1.1a).

- Mesures sous lâchers :

Ces essais consistent à appliquer un effort statique sur la structure par l'intermédiaire d'un câble tendu, puis à observer la réponse en oscillation libre après avoir brusquement relâché la tension [Luong et al., 1992; Guéguen et al., 2000] (Figure 1.1b).

– Mesures sous chocs :

Le principe consiste à appliquer un impact au sommet de la structure à l'aide du bras d'une pelle mécanique de démolition par exemple. L'impulsion donnée est très brève et la structure entre en vibrations libres [Boutin et al., 2001] (Figure 1.1c).

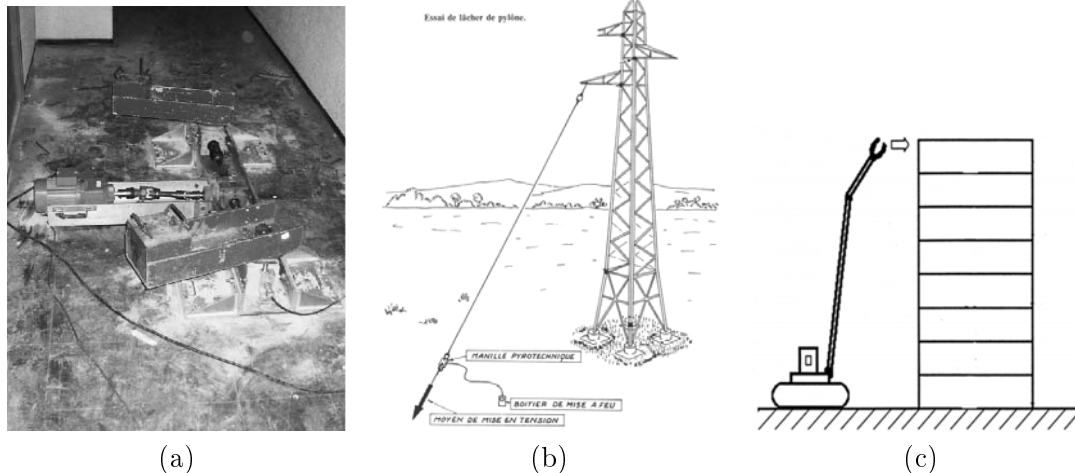


FIG. 1.1 – Exemples de sollicitation dynamique. (a) Excitateur à balourds [Boutin et al., 2001]. (b) Essai par lâcher [Luong et al., 1992]. (c) Essai par choc [Boutin et al., 2001].

Ces dispositifs de sollicitations actives ont l'avantage de permettre le contrôle de l'énergie appliquée à la structure. Leurs inconvénients majeurs sont le coût et les contraintes instrumentales qu'imposent leur utilisation, et parfois aussi l'endommagement résultant de ces expérimentations. Ces techniques peuvent ainsi se justifier pour une analyse structurale particulière, appliquée à un seul bâtiment, mais il semble difficilement envisageable de reproduire ces expérimentations à un groupe de plusieurs bâtiments. Une alternative consiste à utiliser des sollicitations passives, c'est à dire qui ne sont pas générées volontairement comme par exemple les séismes ou le vent. Cependant, ce type de sollicitation demande d'attendre les conditions idéales pour effectuer la mesure. Une autre sollicitation passive, le bruit de fond, permet de s'affranchir de tous ces inconvénients.

Le Bruit de Fond

On appelle bruit de fond toutes les vibrations qui ne sont pas des vibrations volontaires pour exciter un bâtiment. Ces sollicitations peuvent avoir des sources diverses comme, par exemple, la houle océanique, les rivières, la pluie, le vent, les machines d'usines, les voitures, les trains, les hommes... D'après la synthèse bibliographique de Bonnefoy-Claudet [2004] il est possible de séparer ces sources de bruit de fond en deux origines distinctes : naturelle et anthropique. Le comportement du bruit de fond provenant de ces deux origines est différent. En effet, l'amplitude du bruit anthropique varie de façon journalière et hebdomadaire et a un contenu fréquentiel supérieur à 1 Hz , alors que le bruit de fond naturel a son maximum d'énergie vers $0,2\text{ Hz}$.

L'avantage de cette sollicitation est d'être disponible partout et à tout instant. Ce qui permet de ne pas avoir à mettre en place de systèmes mécaniques pour produire une sollicitation ou à attendre une sollicitation. De plus, sa faible amplitude (10^{-6} à $10^{-4}g$) n'endommage pas les structures et ne provoque pas de perturbations aux utilisateurs des structures en services. Ces avantages rendent les études dynamiques basées sur le bruit de fond rapides, simples et peu coûteuses.

Le bruit de fond a commencé à être utilisé dans les années 1930 [Ivanovic et al., 2000] par le "U.S. Coast and Geodetic Survey" en Californie pour estimer la période fondamentale d'immeubles. Durant les années 60, Crawford and Ward [1964] relancèrent l'intérêt de telles mesures. Puis dans les années 70 de nombreuses études apparaissent [Trifunac, 1972; Stubbs and MacLamor, 1973; Udwardia and Trifunac, 1973]. Ces mesures ont, depuis, été utilisées pour identifier les paramètres dynamiques (fréquences, amortissements et déformées modales) de différents types de structures comme des ponts, des barrages, des centrales nucléaires, des cheminées et des immeubles. Cependant, en France cette méthode reste très peu utilisée par la communauté parasismique sur les bâtiments. On peut noter l'étude sur des bâtiments de Grenoble par Farsi [1996], la comparaison du bruit de fond à d'autres sollicitations sur des bâtiments de Vaulx-en-Velin par Boutin et al. [1999], l'étude d'un bâtiment nucléaire par Volant et al. [2002] et l'étude du comportement dynamique des ponts par Crémona [2004].

La principale réticence de la communauté parasismique française vis à vis des résultats issus du bruit de fond vient du fait que les amplitudes générées par le bruit de fond sont faibles comparées aux amplitudes réglementaires de calcul. Il en ressort des questionnements quant à la représentativité des paramètres ainsi mesurés et quant au problème du passage du comportement sous faible amplitude au comportement sous forte amplitude (non-linéarité).

Présentation du mémoire

L'objectif de ce mémoire est de déterminer les capacités et limites des mesures de bruit de fond comme aide au diagnostic sismique.

Après la présentation dans le **Chapitre 2** de quelques notions de dynamique des structures qui sont utilisées dans de ce mémoire, sont présentés dans le **Chapitre 3** les différents outils d'analyse des enregistrements de bruit de fond et de séismes qui nous ont permis d'estimer les caractéristiques dynamiques des structures étudiées.

Les chapitres suivants sont consacrés aux trois lignes directrices de ce mémoire qui sont issues des précédentes considérations : (1) les caractéristiques dynamiques des structures issues des enregistrements de bruit de fond sont-elles significatives et représentatives du comportement des structures pour leur calcul de résistance sismique ? (2) ces caractéristiques dynamiques obtenues par enregistrements de bruit de fond sont-elles utilisables pour évaluer l'endommagement des structures ? et (3) que représente l'amortissement mesuré dans des structures ?

Extrapolation des résultats de bruit de fond aux sollicitations sismiques (Chapitres 4 et 5)

Les faibles amplitudes générées par le bruit de fond posent légitimement la question de leur signification. Selon certains, en effet, le bruit de fond prendrait en compte la rigidité d'éléments non structuraux et donc non résistants qui ne participeraient pas à la rigidité lors de sollicitations de forte amplitude. Ceci aurait pour principale conséquence d'observer des fréquences sous bruit de fond supérieures aux fréquences sous de plus fortes amplitudes. Ce qui peut être assimilé à un effet non-linéaire. Afin de quantifier ce phénomène, nous nous proposons d'observer les caractéristiques dynamiques de bâtiments sous différents niveaux de sollicitations. Le **Chapitre 4** compare les résultats de bruit de fond avec le comportement dynamique de bâtiments sous des sollicitations de moyenne amplitude comme la sollicitation harmonique et les séismes de faible intensité enregistrés dans des bâtiments en béton armé situés en France. Alors que dans le **Chapitre 5**, cette comparaison est effectuée pour des bâtiments californiens en acier et en béton armé avec des séismes de forte intensité, atteignant les niveaux d'accélération réglementaires français [PS92, 1990]. Ces différents comportements dynamiques sont comparés à une analyse par bruit de fond, qui permet de quantifier la différence entre les caractéristiques obtenues sous bruit de fond et sous séismes.

Indicateurs d'endommagement (Chapitre 6)

La plupart des structures de génie civil se dégradent progressivement durant leur service ou brusquement suite à des accidents (dépassement de charge admissible, séisme, feux, ...). Du point de vue de la solidité et de la sécurité des structures, il est important de détecter ces dommages. La question qui se pose, pour les structures existantes et en particulier après les séismes, est de trouver des méthodes non destructives de détection des dommages.

Dans le but d'appréhender de quelle façon l'analyse dynamique des structures par enregistrements de bruit de fond permet de quantifier l'endommagement des structures, nous nous sommes dans la première partie du **Chapitre 6** attachés à l'étude de l'endommagement d'éléments de structure. En effet, comme les bâtiments en béton armé sont, en grande majorité, composés par l'assemblage d'éléments de base tels des poteaux, des poutres ou des voiles, il est intéressant de connaître les capacités de discernement de cette méthode d'identification pour ces éléments de base. Dans la seconde partie du **Chapitre 6**, nous nous sommes attachés à estimer le comportement dynamique global de structures réelles suite à un événement sismique majeur (le séisme de Boumerdes-Zemouri, Algérie, du 21 mai 2003) pour calculer un indicateur de dommages basé sur le changement de fréquence et comparer cet indicateur à une évaluation post-sismique basée sur des observations visuelles.

Origine de l'amortissement (Chapitre 7)

L'amortissement des structures de génie civil quantifie l'énergie qui est perdue par la structure lors de son mouvement. Il a pour origine essentiellement deux sources : une origine matérielle et une origine radiative. L'origine matérielle consiste en la dissipation de l'énergie par les matériaux constitutifs de la structure soumis à des cycles de déformation. Cet amortissement dépend non seulement du système structural (éléments porteurs et contreventements) mais aussi des éléments non structuraux dont les déformations et les frottements internes peuvent contribuer significativement à la dissipation d'énergie. Par des observations du comportement

de l'amortissement en fonction de la fréquence pour des lots de bâtiments, nous proposons dans le **Chapitre 7** d'expliquer une part de l'amortissement par de l'amortissement radiatif. Mais, des observations similaires sur un autre lot de bâtiments fondés sur des sols différents nous montrent que cette explication doit être complétée.

Pour ce mémoire, nous avons associé une étude expérimentale avec chaque thème abordé. Il se peut donc qu'une expérimentation nous apporte des informations sur d'autres thèmes que celui du chapitre dans lequel a été classé l'expérimentation. Comme ce travail s'inscrit dans un cadre de recherche, les résultats ont pour but d'être publiés. C'est pour ceci que certains chapitres ou parties ont la forme d'articles, ils reprennent alors la description d'outils qui sont détaillés dans le début de ce mémoire. Conscient des répétitions que cette présentation impose, nous prions le lecteur de nous en excuser.

Chapitre 2

Notions et rappels de dynamique

Sommaire

2.1	Introduction	19
2.2	Oscillateur à 1 degré de liberté	19
2.3	Modèles Brochette	22
2.3.1	Brochette de cisaillement	25
2.3.2	Brochette de flexion	27
2.4	Modèles de poutre continue	29
2.4.1	Poutre de flexion	30
2.4.2	Poutre de cisaillement	33
2.4.3	Synthèse des poutres continues	37
2.5	Interaction sol-structure	37

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les modèles de comportement des structures utilisés dans ce travail. Pour simplifier l'analyse dynamique des structures, les masses sont généralement concentrées en plusieurs points : les degrés de liberté, reliées par des ressorts et des amortisseurs. L'étude plus particulière de l'oscillateur à un degré de liberté permet d'appréhender les bases du comportement dynamique. Comme les structures à plusieurs degrés de liberté peuvent être représentées par une superposition d'oscillateurs à un degré de liberté, nous présentons ici les cas particuliers des modèles brochette où les masses sont alignées. Cependant, les masses de certaines structures ne peuvent pas être discrétisées, ce qui peut nécessiter l'étude de systèmes continus. Nous présentons la cas particulier des poutres et des consoles à masse répartie. Une hypothèse simplificatrice de ces modèles a été de les considérer comme encastrés sur leur base. Nous présentons, alors, comment modifier les modèles brochette pour tenir compte des rotations et des translations possibles à la base. Ce qui permet de prendre en compte les phénomènes d'interaction sol-structure.

2.2 Oscillateur à 1 degré de liberté

La totalité de la masse m du système est incluse en un point discret qui se déplace en translation (Figure 2.1). Le déplacement $v(t)$ relatif à sa base définit complètement sa position. Le déplacement imposé à la base de l'oscillateur est $s(t)$. La résistance élastique au déplacement provient du ressort sans masse de rigidité k . L'énergie perdue au cours du mouvement est représentée par l'amortisseur visqueux de constante c . Le bilan des efforts appliqués à cet oscillateur fait intervenir la force d'inertie : $m (\ddot{v}(t) + \ddot{s}(t))$, la force de l'amortisseur : $c \dot{v}(t)$ et la force de rappel élastique : $k v(t)$. Le système différentiel qui régit le mouvement de cet oscillateur est donc :

$$m \ddot{v}(t) + c \dot{v}(t) + k v(t) = -m \ddot{s}(t) \quad (2.1)$$

En divisant l'équation 2.1 par la masse m , on obtient :

$$\ddot{v}(t) + 2\xi\omega_0 \dot{v}(t) + \omega_0^2 v(t) = -\ddot{s}(t) \quad (2.2)$$

avec les notations classiques :

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{c}{2m\omega_0} \\ \omega_0 &= \sqrt{\frac{k}{m}} \end{aligned} \quad (2.3)$$

où ξ est le pourcentage d'amortissement critique et ω_0 est la pulsation propre de l'oscillateur. La fréquence propre de l'oscillateur f_0 est liée à la pulsation propre par la relation :

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} \quad (2.4)$$

Pour ce système en oscillations libres, c'est à dire sans sollicitations extérieures appliquées ($s(t) = 0$), la résolution est possible en prenant une solution du type $v(t) = e^{\gamma t}$:

$$e^{\gamma t} (\gamma^2 + 2\xi\omega_0\gamma + \omega_0^2) = 0 \quad (2.5)$$

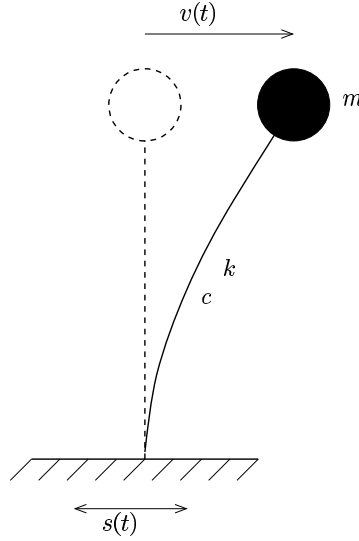


FIG. 2.1 – Oscillateur à un degré de liberté.

Il existe des solutions pour :

$$\gamma_{1,2} = -\xi\omega_0 \pm \sqrt{\omega_0^2 (\xi^2 - 1)} \quad (2.6)$$

Pour les structures de génie civil, l'amortissement est faible ($\xi^2 < 1$), ce qui fait que le terme $(\xi^2 - 1)$ est négatif. Alors, en définissant la pulsation propre amortie ω_1 :

$$\omega_1 = \sqrt{\omega_0^2 (1 - \xi^2)} \quad (2.7)$$

il existe des solutions pour :

$$\gamma_{1,2} = -\xi\omega_0 \pm i\omega_1 \quad (2.8)$$

La solution de l'équation 2.5 prend alors la forme :

$$v(t) = \left[a \cos(\omega_1 t) + \frac{b + a \xi \omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1 t) \right] e^{(-\xi \omega_0 t)} \quad (2.9)$$

où a et b sont respectivement le déplacement initial : $a = v(0)$ et la vitesse initiale : $b = \dot{v}(0)$.

Comme l'amortissement relatif ξ est généralement inférieur à 10 % pour les structures de génie civil, il est possible de confondre les deux pulsations ω_1 et ω_0 sans commettre d'erreur significative. L'équation du mouvement de l'oscillateur en oscillations libres prend alors la forme :

$$v(t) \approx \left[a \cos(\omega_0 t) + \frac{b + a \xi \omega_0}{\omega_0} \sin(\omega_0 t) \right] e^{(-\xi \omega_0 t)} \quad (2.10)$$

La réponse de cet oscillateur $h(t - t_0)$ à une impulsion de Dirac en accélération placée à un temps $t = t_0$ est appelée réponse impulsionnelle ou fonction de transfert et prend la forme suivante dans le domaine temporel (Figure 2.2) :

$$h(t - t_0) = \frac{-1}{\omega_1} e^{-\xi \omega_0 (t-t_0)} \sin(\omega_1 (t - t_0)) \quad (2.11)$$

Dans le domaine fréquentiel, cette fonction de transfert ou réponse impulsionnelle prend la forme (Figure 2.3) :

$$H(\omega) = \frac{1}{\omega^2 \left[1 - (2i\xi \frac{\omega_0}{\omega} + \frac{\omega_0^2}{\omega^2}) \right]} \quad (2.12)$$

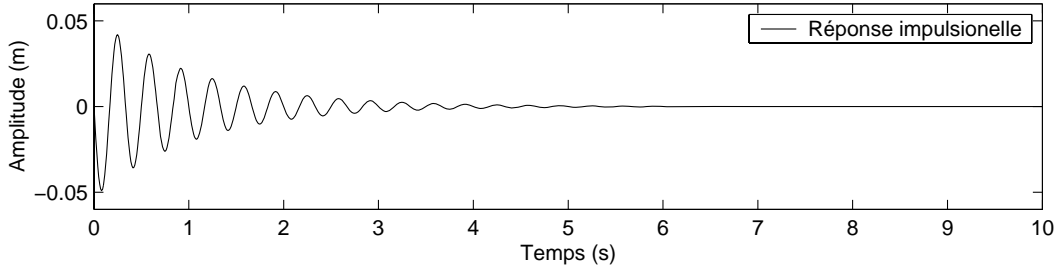


FIG. 2.2 – Fonction de transfert dans le domaine temporel d'un oscillateur de fréquence propre $f_0 = 3 \text{ Hz}$ et d'amortissement $\xi = 5 \%$.

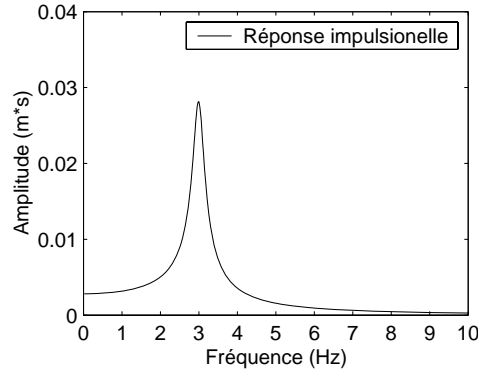


FIG. 2.3 – Fonction de transfert dans le domaine fréquentiel d'un oscillateur de fréquence propre $f_0 = 3 \text{ Hz}$ et d'amortissement $\xi = 5 \%$.

La réponse de cet oscillateur à un déplacement imposé quelconque $s(t)$ est la convolution de cette fonction de transfert par la sollicitation, qui est résolue dans le domaine temporel par l'intégrale de Duhamel :

$$v(t) = \int_0^t h(t - \tau) \ddot{s}(\tau) d\tau \quad (2.13)$$

Dans le domaine fréquentiel la convolution correspond à une multiplication, donc la réponse prend la forme :

$$v(\omega) = H(\omega) \ddot{s}(\omega) \quad (2.14)$$

2.3 Modèles Brochette

Le modèle brochette fait partie des modèles couramment utilisés en Génie Parasismique. Les structures réelles peuvent, dans beaucoup de cas, être assimilées à une succession de masses reliées entre elles par des tiges d'une certaine rigidité (flexion ou cisaillement) sans masse. Les masses correspondent aux planchers des structures et les tiges modélisent la rigidité des contreventements (Figure 2.4). Une structure à n étages est modélisée par un système à n degrés de liberté ou n masses. Dans ces modèles, l'inertie massique de rotation des planchers est négligée et la structure est supposée encastree au sol. De plus, les masses sont reliées par les tiges de rigidité, ce qui suppose que les centres de rigidité des voiles se confondent avec les centres de gravité des masses. Ces modèles ne s'appliquent donc pas aux structures sensibles à la torsion.

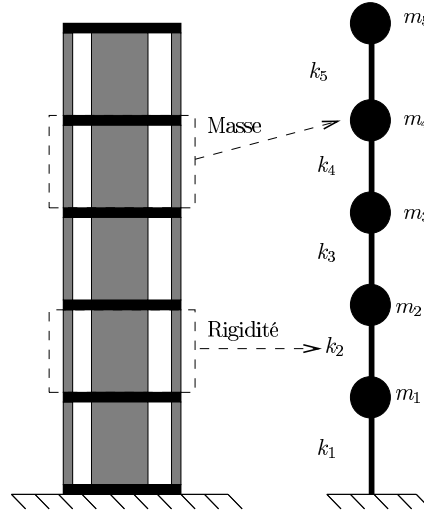


FIG. 2.4 – Modélisation brochette d'un bâtiment

Pour des raisons de clarté de l'exposé, nous ne prendrons pas en compte les forces d'amortissement. Cependant, moyennant une hypothèse largement utilisée, il est possible d'introduire l'effet de l'amortissement dans les équations suivantes de façon simple [Clough and Penzien, 1993].

D'une façon générale, le comportement dynamique d'un modèle brochette est régi par le système différentiel suivant qui résulte de l'équilibre des forces du système :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{S(t)\} \quad (2.15)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & \ddots & & \\ & & m_i & \\ & & & \ddots \\ & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ \cdot \\ x_i \\ \cdot \\ x_n \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

avec $[M]$ la matrice des masses, $[K]$ la matrice des rigidités, $\{X(t)\}$ le vecteur des déplacements de chaque degré de liberté et $\{S(t)\}$ le vecteur des forces appliquées à chaque degré de liberté. La matrice des masses est composée sur sa diagonale des masses de chaque degré de liberté. Les éléments de $[K]$ sont évalués par les techniques standard d'analyse statique des structures. Les éléments de cette matrice, les k_{ij} , sont déterminés en cherchant le système de forces $\{f_j\}$ qui annule les déplacements en tous les degrés de liberté sauf au degré de liberté i où le déplacement est unitaire (Figure 2.5) :

$$[K] [\delta_{ij}] = [F] \quad (2.18)$$

avec $[F]$ la matrice des chargements statiques composée des vecteurs de forces $\{f_j\}$, $[\delta_{ij}]$ la matrice telle que $\delta_{ij} = 0$ si $i \neq j$ et $\delta_{ij} = 1$ si $i = j$.

Cette matrice des rigidités est différente suivant le type de comportement de la structure. Il est possible de distinguer deux types de comportement particulier (1) le modèle en cisaillement et (2) le modèle en flexion. L'estimation de cette matrice est étudiée dans les paragraphes suivants.

Une fois les matrices des masses et rigidités connues, la solution du système passe par la résolution du système différentiel (2.15). Pour ceci, il est nécessaire de découpler les n équations différentielles de ce système en trouvant une base "modale" ϕ dans laquelle ces matrices $[M]$ et $[K]$ sont diagonales. Cette base modale existe si :

$$\det([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (2.19)$$

Il existe n valeurs propres réelles (ω_i) pouvant être solutions, auxquelles sont associés des vecteurs propres $\{\phi_i\}$. Ces vecteurs propres sont solutions de :

$$([K] - \omega_i^2[M]) \{\phi_i\} = \{0\} \quad (2.20)$$

Ces vecteurs propres sont définis à une constante multiplicative près, et une façon de les normaliser est d'imposer que :

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} = 1 \quad (\text{tonne} \times m^2) \quad (2.21)$$

En multipliant le système (2.20) à gauche par $\{\phi_i\}^T$ on peut écrire :

$$\omega_i^2 = \frac{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} = \frac{\bar{k}_i}{\bar{m}_i} \quad (2.22)$$

où \overline{m}_i : la masse généralisée du mode i , et \overline{k}_i : la raideur généralisée de mode i , sont des scalaires. Les fréquences modales peuvent alors s'écrire, comme pour un oscillateur à un degré de liberté, de la façon suivante :

$$f_i = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\overline{k}_i}{\overline{m}_i}} \quad (2.23)$$

Comme les matrices $[M_\phi] = [\phi]^T [M] [\phi]$ et $[K_\phi] = [\phi]^T [K] [\phi]$ sont diagonales, le système à résoudre devient une superposition d'oscillateurs à un degré de liberté :

$$[M_\phi] \{\ddot{Y}(t)\} + [K_\phi] \{Y(t)\} = \{S_\phi(t)\} \quad (2.24)$$

avec, $\{Y(t)\}$ le vecteur déplacement dans la base modale défini comme :

$$\{X(t)\} = [\phi] \{Y(t)\} \quad (2.25)$$

et, $\{S_\phi(t)\}$ le vecteur sollicitation dans la base modale défini comme :

$$\{S_\phi(t)\} = [\phi]^T \{S(t)\} \quad (2.26)$$

Pour chaque degré de liberté, l'équation à résoudre devient :

$$\overline{m}_i \ddot{Y}_i(t) + \overline{k}_i Y_i(t) = S_{\phi_i}(t) \quad (2.27)$$

Ces oscillateurs à un degré de liberté se résolvent en temps ou en fréquence comme explicité dans le paragraphe précédent.

Ce passage dans la base modale a transformé le vecteur déplacement $\{X(t)\}$ en le produit de deux fonctions $[\phi]$ et $\{Y(t)\}$, ce qui est la décomposition modale :

- $[\phi]$, indépendante du temps, qui indique la forme des modes. Cette matrice est composée des vecteurs de chacune des n déformées modales : $[\phi] = [\{\phi_1\} \dots \{\phi_j\} \dots \{\phi_n\}]$
- $\{Y(t)\}$, dépendante du temps, qui indique comment sont combinés les modes au cours du temps.

De la même façon que pour l'oscillateur à un degré de liberté, il est possible de passer le système à résoudre (équation 2.24) dans le domaine fréquentiel en utilisant les propriétés de dérivation de la Transformée de Fourier :

$$-\omega^2 [M_\phi] \{\ddot{Y}(\omega)\} + [K_\phi] \{Y(\omega)\} = \{S_\phi(\omega)\} \quad (2.28)$$

Cette équation peut être réduite à :

$$\{Y(\omega)\} = [H(\omega)] \{S_\phi(\omega)\} \quad (2.29)$$

Avec $[H(\omega)]$ la fonction de transfert définie comme :

$$[H(\omega)] = ([K_\phi] - \omega^2 [M_\phi])^{-1} \quad (2.30)$$

2.3.1 Brochette de cisaillement

La matrice des rigidités est définie suivant le modèle de comportement de la structure. Dans ce paragraphe, nous considérons un modèle de cisaillement. Les planchers sont alors considérés comme des diaphragmes infiniment rigides devant la rigidité des contreventements. Ceci signifie qu'il n'y a pas de transmission de moment entre deux étages successifs. C'est le cas par exemple des structures poteaux-poutres sans remplissage (Figure 2.5).

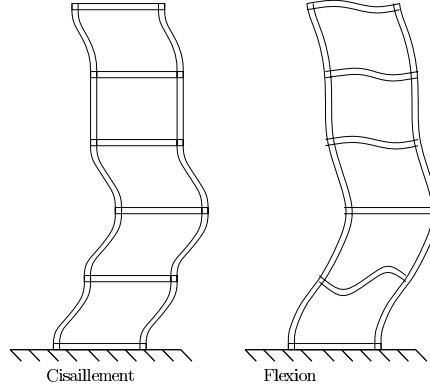


FIG. 2.5 – Comparaison du comportement en cisaillement et en flexion d'une structure

La détermination de la matrice des rigidités $[K]$ pour le cas du comportement en cisaillement est assez simple car pour imposer un déplacement à un degré de liberté sans que les autres se déplacent, il suffit de trois forces appliquées au degré de liberté i , $i - 1$ et $i + 1$ (Figure 2.6). La matrice des rigidités prend la forme suivante :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & -k_3 & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & \dots & \dots & \dots & -k_{n-1} & 0 \\ 0 & \dots & \dots & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ \dots & 0 & 0 & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Pour résoudre le système de l'équation (2.18), on passe dans la base des modes propres qui permet de diagonaliser les matrices $[M]$ et $[K]$. Ceci est possible si l'équation suivante est vérifiée :

$$\det([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (2.32)$$

Dans le cas où les coefficients m_i et k_i sont constants et égaux à m et k , il existe une solution analytique [Asanchev, 1993] et les fréquences sont :

$$f_i = \frac{1}{\pi} \sin\left(\frac{2i-1}{2n+1} \frac{\pi}{2}\right) \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.33)$$

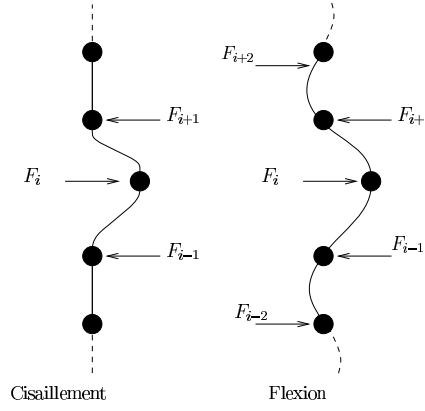


FIG. 2.6 – Forces à appliquer pour imposer un déplacement unitaire au degré de liberté i et nul aux autres degrés de liberté pour des modèles en cisaillement ou en flexion

avec i , le numéro du mode et n le nombre de degrés de liberté. Les vecteurs de déformées modales prennent la forme suivante :

$$\phi_i^j = \sin\left(\frac{2i-1}{2n+1} j\pi\right) \quad (2.34)$$

avec j le degré de liberté observé (Figure 2.7).

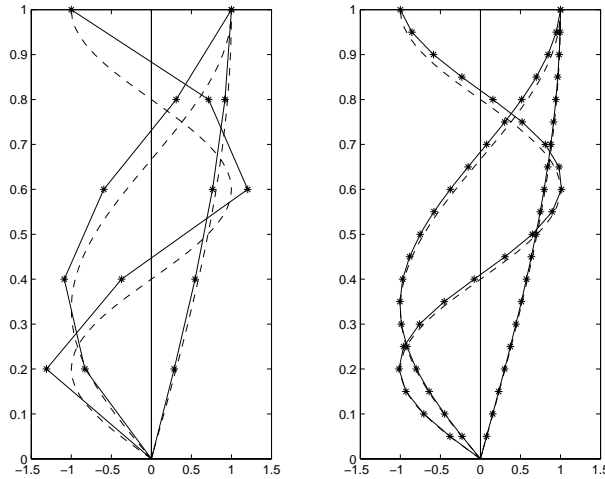


FIG. 2.7 – Forme des trois premiers modes de vibration d'une console en cisaillement. En pointillé, déformée pour une poutre continue. En trait plein, la déformée pour une brochette (les étoiles représentent les degrés de liberté). A gauche modèle brochette pour 5 degrés de liberté et modèle continu. A droite, modèle brochette pour 20 degrés de liberté et modèle continu.

Pour un nombre de degrés de liberté n grand et pour les premiers modes i , il est possible de simplifier ces expressions en remarquant que :

$$\frac{1}{\pi} \sin\left(\frac{2i-1}{2n+1} \frac{\pi}{2}\right) \approx \frac{1}{2} \frac{2i-1}{2n+1} \quad (2.35)$$

Les fréquences des modes s'expriment donc en fonction de la fréquence du premier modes par la relation :

$$f_i \approx (2i - 1)f_1 \quad (2.36)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 3 ; \frac{f_3}{f_1} = 5 ; \frac{f_4}{f_1} = 7 \quad (2.37)$$

Cette répartition en suite arithmétique (3 - 5 - 7 ...) des fréquences est une caractéristique du modèle en cisaillement.

L'estimation des rigidités inter-étages est calculée comme la somme des rigidités de chaque élément contribuant à la rigidité. On peut distinguer deux types de rigidité suivant les éléments considérés [Boutin et al., 1999] :

- La rigidité en flexion pour les éléments de faible élancement comme les poteaux ou voiles dans leur sens transversal (Figure 2.8).

$$k_f = \frac{12 EI}{h^3} \quad (2.38)$$

avec h la hauteur inter-étages, I et E respectivement l'inertie et le module d'Young de l'élément.

- La rigidité en cisaillement pour les éléments de fort élancement comme les voiles dans leur sens longitudinal (Figure 2.8).

$$k_t = \frac{5Gle}{6h} \quad (2.39)$$

Avec l , e et G respectivement la longueur, l'épaisseur et le module de cisaillement de l'élément et h la hauteur inter-étages.

Dans les cas ou les rigidités de flexion et de cisaillement sont du même ordre de grandeur pour un même élément, ces deux rigidités s'additionnent en série :

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_t} \quad (2.40)$$

2.3.2 Brochette de flexion

Lorsque la structure se comporte en flexion, les planchers sont considérés comme infiniment souples devant la rigidité des contreventements. Ceci signifie qu'une déformation entre deux étages a une influence sur les autres étages car il existe une transmission de moment entre les étages. C'est le cas, par exemple, des structures contreventées par voiles (Figure 2.5).

La détermination de la matrice de rigidité $[K]$ pour le cas du comportement en flexion est complexe car pour imposer un déplacement à un degré de liberté sans que les autres se déplacent, il faut appliquer des forces à tous les autres degrés de liberté (Figure 2.6). Cependant,

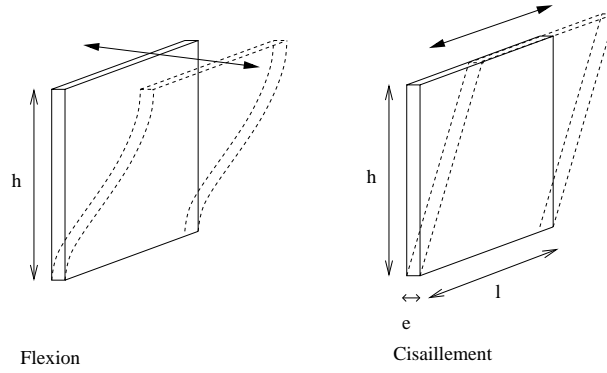


FIG. 2.8 – Déformation hors plan d'un voile : comportement en flexion. Déformation plane d'un voile : comportement en cisaillement.

pour le cas d'une brochette de rigidité EI (Module d'Young et Inertie) constante, le calcul de cette matrice peut se simplifier.

En effet, en considérant une console de rigidité constante, le déplacement v_{xa} à une abscisse x provoqué par une force f_a appliquée à une abscisse a s'exprime de la façon suivante (Figure 2.9) :

$$\begin{aligned} v_a(x) &= \frac{f_a}{6EI} x^2(3a - x) \quad \text{pour } 0 \leq x \leq a \\ v_a(x) &= \frac{f_a}{6EI} a^2(3x - a) \quad \text{pour } a \leq x \leq l \end{aligned} \quad (2.41)$$

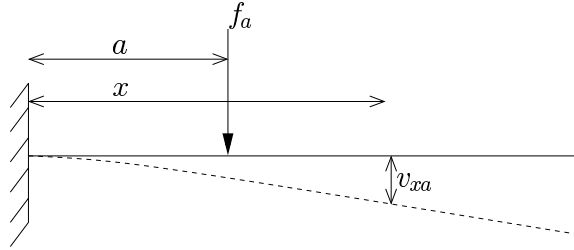


FIG. 2.9 – Le déplacement v_{xa} d'une console à une abscisse x provoqué par une force f_a appliquée à une abscisse a .

Si les distances entre les n degrés de liberté sont égales et de valeur h , l'abscisse au degré de liberté i est ih et l'abscisse au degré de liberté j est jh . Le déplacement v_{ij} de la console au degré de liberté i provoqué par une force f_j appliquée au degré de liberté j , s'écrit :

$$\begin{aligned} \frac{v_{ij}}{f_j} &= \frac{h^3}{6EI} i^2(3j - i) \quad \text{pour } 1 \leq i \leq j \\ \frac{v_{ij}}{f_j} &= \frac{h^3}{6EI} j^2(3i - j) \quad \text{pour } j \leq i \leq n \end{aligned} \quad (2.42)$$

On définit la matrice $[V]$ des déplacements aux degrés de liberté i provoqué par des forces f_j aux degrés de liberté j , composée des v_{ij} définis ci-dessus. Alors, le déplacement $\{d\}$ provoqué

aux n degrés de liberté par un système de forces $\{f\}$ est :

$$\{d\} = [V]\{f\} \quad (2.43)$$

ou bien, les n déplacements $[D]$ provoqués aux n degrés de liberté par les n systèmes de forces $[F]$ sont :

$$[D] = [V][F] \quad (2.44)$$

On cherche, alors, les n systèmes de forces $[F]$ qui annulent les déplacements aux degrés de liberté j et génèrent un déplacement unité aux degrés de liberté i avec $i \neq j$: $[D] = [\delta_{ij}]$

$$[V]^{-1}[\delta_{ij}] = [F] \quad (2.45)$$

Et, d'après l'équation 2.18, la matrice de rigidité $[K]$ est égale à $[V]^{-1}$.

La résolution du système ne se fait pas d'une manière analytique comme pour le modèle brochette de cisaillement, mais de manière numérique pour trouver les fréquences et les déformées des modes. La Figure 2.10 montre l'exemple des trois premières déformées modales d'un tel système.

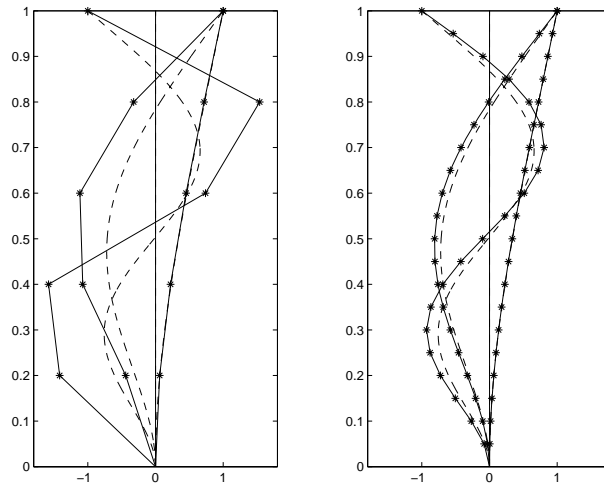


FIG. 2.10 – *Forme des trois premiers modes de vibration d'une console en flexion. En pointillé, déformée pour une poutre continue. En trait plein, la déformée pour une brochette (les étoiles représentent les degrés de liberté). A gauche modèle brochette pour 5 degrés de liberté et modèle continu. A droite, modèle brochette pour 20 degrés de liberté et modèle continu.*

2.4 Modèles de poutre continue

Lorsque les masses de la structure à modéliser sont réparties sur toute la hauteur, comme dans le cas d'une cheminée ou d'un poteau, il convient d'utiliser un modèle de poutre continue. Dans les cas où les caractéristiques de la structure (inertie, matériaux et masse linéique) sont invariantes avec la hauteur, il existe des solutions analytiques.

2.4.1 Poutre de flexion

Si on isole une portion élémentaire de poutre de longueur dx , cette portion en équilibre par le torseur à gauche et à droite et soumise à une force d'inertie dynamique égale au produit de sa masse par l'accélération (Figure 2.11). On peut écrire un équilibre des forces et des moments.

Equilibre des forces :

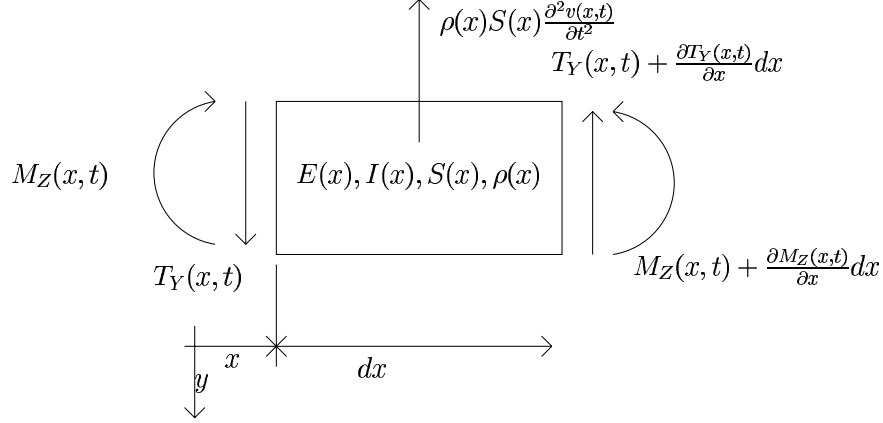


FIG. 2.11 – Forces agissant sur une portion élémentaire de poutre

$$T_Y(x, t) - \left(T_Y(x, t) + \frac{\partial T_Y(x, t)}{\partial x} dx \right) = \rho(x) S(x) dx \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} \quad (2.46)$$

qui se simplifie en :

$$\frac{\partial T_Y(x, t)}{\partial x} = -\rho(x) S(x) \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} \quad (2.47)$$

Equilibre des moments :

$$\begin{aligned} M_Z(x, t) - \left(M_Z(x, t) + \frac{\partial M_Z(x, t)}{\partial x} dx \right) - \left(T_Y(x, t) + \frac{\partial T_Y(x, t)}{\partial x} dx \right) dx \\ = \\ \rho(x) S(x) dx \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} \frac{1}{2} dx \end{aligned} \quad (2.48)$$

qui peut être simplifié et réduit au premier ordre à :

$$T_Y(x, t) = -\frac{\partial M_Z(x, t)}{\partial x} \quad (2.49)$$

La combinaison de ces deux équilibres (équations 2.49 et 2.47) aboutit à :

$$\frac{\partial^2 M_Z(x, t)}{\partial x^2} = \rho(x) S(x) \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} \quad (2.50)$$

En introduisant la relation moment-courbure $M_Z(x, t) = -EI \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2}$, l'équation 2.50 devient :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[-E(x) I(x) \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2} \right] = \rho(x) S(x) \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} \quad (2.51)$$

qui est l'équation différentielle de la poutre en flexion.

En considérant que cette poutre est à caractéristiques constantes (i.e. E , I , ρ et S ne dépendent pas de x), l'équation différentielle de la poutre (équation 2.51) devient :

$$-EI \frac{\partial^4 v(x, t)}{\partial x^4} = \rho S \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} \quad (2.52)$$

En considérant que la flèche de la poutre est le produit de deux fonctions : une déformée particulière $\phi(x)$ qui a une amplitude dépendante du temps $Y(t)$ (hypothèse de la décomposition modale).

$$v(x, t) = \phi(x)Y(t) \quad (2.53)$$

La substitution de l'équation 2.53 dans l'équation 2.52 donne :

$$-Y(t)EI \frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} = \phi(x)\rho S \frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} \quad (2.54)$$

La division par $\phi(x)Y(t)$ l'équation 2.54 permet de séparer $\phi(x)$ et $Y(t)$:

$$\frac{EI}{\rho S} \frac{\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4}}{\phi(x)} = - \frac{\frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2}}{Y(t)} \quad (2.55)$$

Comme le premier terme de cette équation dépend uniquement de x et que le deuxième dépend uniquement de t , cette équation peut être satisfaite pour des x et t quelconques uniquement si ces deux termes sont des constantes :

$$\frac{EI}{\rho S} \frac{\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4}}{\phi(x)} = - \frac{\frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2}}{Y(t)} = \omega^2 \quad (2.56)$$

Cette équation conduit aux deux équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} + \omega^2 Y(t) = 0 \quad (2.57)$$

$$\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} - a^4 \phi(x) = 0 \quad (2.58)$$

avec $a^4 = \frac{\rho S}{EI} \omega^2$

La solution de l'équation 2.57 s'écrit :

$$Y(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (2.59)$$

Dans laquelle A et B dépendent de la vitesse et déplacement initiaux, i.e. $A = Y(0)$ et $B = \frac{dY(0)}{dt}$. On remarque ici que ω est la pulsation, et on définit la fréquence f par $f = \frac{\omega}{2\pi}$.

La solution de l'équation 2.58 s'écrit :

$$\phi(x) = A_1 \cos ax + A_2 \sin ax + A_3 \operatorname{ch} ax + A_4 \operatorname{sh} ax \quad (2.60)$$

avec A_1 , A_2 , A_3 et A_4 des constantes dépendantes des conditions d'appuis de la poutre. Nous allons étudier plus particulièrement les cas où la poutre est encastree d'un côté et libre de l'autre (la console); et le cas où la poutre repose en ses deux extrémités sur deux appuis simples.

Console

Dans le cas d'une console de longueur h la poutre est encastree à une de ses extrémités et libre à l'autre. les conditions aux limites sont alors :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \phi(0) &= 0 \quad \text{déplacement nul à la base} \\ \frac{d\phi(0)}{dx} &= 0 \quad \text{rotation nulle à la base} \\ \frac{d^2\phi(h)}{dx^2} &= \frac{-M_Z}{EI} = 0 \quad \text{moment nul au sommet} \\ \frac{d^3\phi(h)}{dx^3} &= \frac{T_Y}{EI} = 0 \quad \text{effort tranchant nul au sommet} \end{array} \right. \quad (2.61)$$

Les deux premières conditions amènent à $A_3 = -A_1$ et $A_4 = -A_2$; pour les deux dernières, il existe des solutions si :

$$\cos ah = -\frac{1}{ch ah} \quad (2.62)$$

et les ah valides sont :

$$\begin{aligned} a_1 h &= 1,8751 = 1.1937 * \frac{\pi}{2} \\ a_2 h &= 4,6941 = 2.9884 * \frac{\pi}{2} \\ a_3 h &= 7,8548 = 5.0005 * \frac{\pi}{2} \\ &\dots \\ a_n h &\approx (2n-1)\frac{\pi}{2} \quad \text{pour } n > 1 \end{aligned} \quad (2.63)$$

A_2 s'exprime en fonction de A_1 par la relation suivante :

$$A_2 = -\frac{(\cos ah + ch ah)}{(\sin ah + sh ah)} A_1 \quad (2.64)$$

et la forme du mode n : $\phi_n(x)$ s'exprime de la façon suivante à un facteur près (Figure 2.10) :

$$\phi_n(x) = A_1 [\cos a_n x - ch a_n x] + A_2 [\sin a_n x - sh a_n x] \quad (2.65)$$

Alors les fréquences ont pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_1 &= 0,5595 \sqrt{\frac{EI}{\rho S h^4}} \\ \frac{f_n}{f_1} &= 0,7 (2n-1)^2 \quad \text{pour } n > 1 \end{array} \right. \quad (2.66)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 6,3 ; \frac{f_3}{f_1} = 17,5 ; \frac{f_4}{f_1} = 34,3 \quad (2.67)$$

Cette répartition (6,3 - 17,5 - 34,3 ...) des fréquences est une caractéristique du modèle de console en flexion.

Poutre sur deux appuis simples

Dans le cas d'une poutre de longueur l reposant sur deux appuis simples les conditions aux limites imposent un déplacement et un moment nuls aux deux extrémités de la poutre, ce qui se traduit par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \phi(0) = 0 & \text{déplacement nul à une extrémité} \\ \phi(l) = 0 & \text{déplacement nul à l'autre extrémité} \\ \frac{d^2\phi(0)}{dx^2} = \frac{-M_Z(0)}{EI} = 0 & \text{moment nul à une extrémité} \\ \frac{d^2\phi(l)}{dx^2} = \frac{-M_Z(l)}{EI} = 0 & \text{moment nul à l'autre extrémité} \end{array} \right. \quad (2.68)$$

Les premières conditions amènent à $A_1 = 0$ et $A_3 = 0$; les autres amènent $A_4 = 0$ et il existe des solutions si :

$$\sin al = 0 \quad (2.69)$$

Les a_n valides sont :

$$a_n = \frac{n\pi}{l} \quad \text{pour } n \geq 1 \quad (2.70)$$

La forme du mode n : $\phi_n(x)$ s'exprime de la façon suivante à un facteur près :

$$\phi_n(x) = A_2 \sin \frac{n\pi x}{l} \quad \text{pour } n \geq 1 \quad (2.71)$$

Les fréquences ont pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_n = \frac{n^2\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S l^4}} & \text{pour } n \geq 1 \\ \frac{f_n}{f_1} = n^2 & \end{array} \right. \quad (2.72)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 4 ; \frac{f_3}{f_1} = 9 ; \frac{f_4}{f_1} = 16 \quad (2.73)$$

2.4.2 Poutre de cisaillement

Pour ce type de poutre, la déformation est uniquement due au cisaillement d'ensemble, sans aucun effet de flexion. La déformée de la poutre est alors reliée à l'effort tranchant par la relation suivante :

$$T(x, t) = -G(x) S_z(x) \frac{\partial v(x, t)}{\partial x} \quad (2.74)$$

avec S_z la section réduite à l'effort tranchant. En introduisant l'équation 2.74 dans l'équilibre des forces de l'équation 2.47 et en supprimant les termes de la flexion, l'équilibre des forces devient (Figure 2.12) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[G(x)S_z(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} \right] = \rho(x)S(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} \quad (2.75)$$

qui est l'équation différentielle de la poutre en cisaillement.

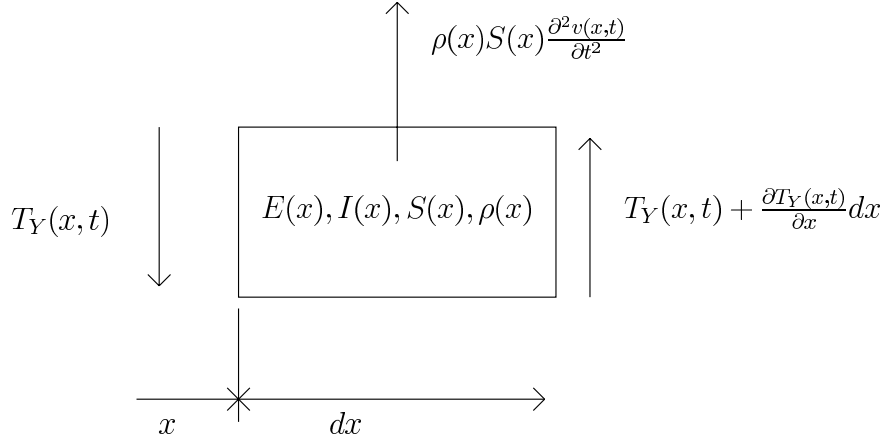


FIG. 2.12 – Forces agissant sur une portion élémentaire de poutre en cisaillement.

Considérons que cette poutre est à caractéristiques constantes (i.e. G , S_z , ρ et S ne dépendent pas de x). L'équation 2.75 devient :

$$\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} = \frac{\rho S}{GS_z} \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} \quad (2.76)$$

En considérant que la flèche de la poutre est le produit de deux fonctions : une déformée particulière $\phi(x)$ qui a une amplitude dépendante du temps $Y(t)$ (hypothèse de la décomposition modale).

$$v(x,t) = \phi(x)Y(t) \quad (2.77)$$

La substitution de l'équation 2.77 dans l'équation 2.76 donne :

$$Y(t) \frac{GS_z}{\rho S} \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} = \phi(x) \frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} \quad (2.78)$$

La division par $\phi(x)Y(t)$ l'équation 2.78 permet de séparer $\phi(x)$ et $Y(t)$:

$$\frac{GS_z}{\rho S} \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 Y(t)}{Y(t)} \quad (2.79)$$

Comme le premier terme de cette équation dépend uniquement de x et que le deuxième dépend uniquement de t , cette équation peut être satisfaite pour des x et t quelconques uniquement

si ces deux termes sont des constantes :

$$\frac{GS_z}{\rho S} \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 Y(t)}{Y(t)} = \omega^2 \quad (2.80)$$

Cette équation conduit aux deux équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} + \omega^2 Y(t) = 0 \quad (2.81)$$

$$\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} + a^2 \phi(x) = 0 \quad (2.82)$$

avec $a^2 = \omega^2 \frac{\rho S}{GS_z}$.

La solution de l'équation 2.81 est de la forme :

$$Y(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (2.83)$$

Dans laquelle A et B dépendent de des vitesses et déplacement initiaux, i.e. $A = Y(0)$ et $B = \frac{dY(0)}{\omega}$. On remarque ici que ω est la pulsation, et on définit la fréquence f par $f = \frac{\omega}{2\pi}$.

La solution de l'équation 2.82 est de la forme :

$$\phi(x) = A_1 \cos ax + B_1 \sin ax \quad (2.84)$$

avec A_1 et B_1 dépendent des conditions d'appuis de la poutre. Nous allons étudier plus particulièrement les cas où la poutre est encastree d'un côté et libre de l'autre (la console) ; et le cas où la poutre repose en ses deux extrémités sur deux appuis simples.

Console

Dans le cas d'une console de longueur h , la poutre est encastree à une de ses extrémités et libre à l'autre. Les conditions aux limites sont alors :

$$\begin{cases} \phi(0) = 0 & \text{déplacement nul à la base} \\ T_Y(h) = 0 & \text{effort tranchant nul au sommet} \end{cases} \quad (2.85)$$

La première condition amène à $A_1 = 0$; pour la deuxième, il existe des solutions si :

$$\cos ah = 0 \quad (2.86)$$

et les ah valides sont :

$$a_n h = n\pi - \frac{\pi}{2} = \pi \left(n - \frac{1}{2} \right) \quad (2.87)$$

Ce qui permet de trouver les fréquences propres f_n :

$$\begin{cases} f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{a_n}{2\pi} \sqrt{\frac{GS_z}{\rho S}} = \frac{1}{2h} \sqrt{\frac{GS_z}{\rho S}} \left(n - \frac{1}{2} \right) \\ \frac{f_n}{f_1} = (2n - 1) \end{cases} \quad (2.88)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 3 ; \frac{f_3}{f_1} = 5 ; \frac{f_4}{f_1} = 7 \quad (2.89)$$

Cette répartition en suite arithmétique (3 - 5 - 7 ...) des fréquences est une caractéristique du modèle de console en cisaillement.

La forme du mode n : $\phi_n(x)$ s'exprime de la façon suivante à un facteur près (Figure 2.7) :

$$\phi_n(x) = \sin \left(\left(n - \frac{1}{2} \right) \frac{x\pi}{h} \right) \quad (2.90)$$

Poutre sur deux appuis simples

Dans le cas d'une poutre de longueur l reposant sur deux appuis simples, les conditions aux limites imposent un déplacement nul aux deux extrémités de la poutre, ce qui se traduit par :

$$\begin{cases} \phi(0) = 0 & \text{déplacement nul à une extrémité} \\ \phi(l) = 0 & \text{déplacement nul à l'autre extrémité} \end{cases} \quad (2.91)$$

La première condition amène à $A_1 = 0$; et il existe des solutions si :

$$\sin al = 0 \quad (2.92)$$

Les a_n valides sont :

$$a_n = \frac{n\pi}{l} \quad \text{pour } n \geq 1 \quad (2.93)$$

La forme du mode n : $\phi(x)$ s'exprime de la façon suivante à un facteur près :

$$\phi(x) = A_2 \cos \frac{n\pi x}{l} \quad \text{pour } n \geq 1 \quad (2.94)$$

Les fréquences ont pour valeurs :

$$\begin{cases} f_n = \frac{n}{2l} \sqrt{\frac{GS_z}{\rho S}} & \text{pour } n \geq 1 \\ f_n = n f_1 \end{cases} \quad (2.95)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 2 ; \frac{f_3}{f_1} = 3 ; \frac{f_4}{f_1} = 4 \quad (2.96)$$

2.4.3 Synthèse des poutres continues

Les valeurs des premières fréquences (f_1) et des rapports entre les premières fréquences pour les différents types de poutre continues sont synthétisées dans le Tableau 2.1.

	Flexion		Cisaillement	
	Console	2 App.	Console	2 App.
f_1	$0,5595\sqrt{\frac{EI}{\rho S h^4}}$	$\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{EI}{\rho S l^4}}$	$\frac{1}{2h}\sqrt{\frac{GS_z}{\rho S}}\left(\frac{1}{2}\right)$	$\frac{1}{2l}\sqrt{\frac{GS_z}{\rho S}}$
f_2/f_1	6,3	4	3	2
f_3/f_1	17,5	9	5	3
f_4/f_1	34,3	16	7	4

TAB. 2.1 – Synthèse des valeurs des fréquences pour les différents types de poutres continues.

2.5 Interaction sol-structure

La modélisation de l'interaction sol-structure consiste à modifier les conditions d'appuis de la brochette en ajoutant une rigidité en rotation k_θ et en translation k_s à la base de la brochette (Figure 2.13). Les valeurs de ces rigidités dépendent des conditions de sol de l'interface et de la structure. Un exemple est étudié dans le Chapitre 7, ou plus généralement Wolf [1994] décrit une majorité des cas possibles.

Aux déplacements qui gouvernent la brochette, vient s'ajouter celui d'un corps rigide (à variation linéaire suivant la hauteur, induit par la translation et la rotation de la base) dans le cas de l'hypothèse d'une fondation rigide :

$$x_{ti}(t) = x_i(t) + x_s(t) + z_i \theta(t) \quad (2.97)$$

avec $x_{ti}(t)$ le déplacement total du degré de liberté i , $x_i(t)$ la déformation au degré de liberté i de la brochette encastrée à sa base, $x_s(t)$ la translation de la base, $\theta(t)$ la rotation de la base et z_i la hauteur du degré de liberté i . L'équilibre des forces de la brochette (équation 2.15) se modifie en :

$$[M] \left(\{\ddot{X}(t)\} + \{\ddot{X}_s(t)\} + \{Z\}\ddot{\theta}(t) \right) + [K]\{X(t)\} = \{S(t)\} \quad (2.98)$$

où $\{Z\}$ est un vecteur à n composantes qui contient les hauteurs de chaque degré de liberté (z_i), $\{X(t)\}$ est le vecteur des déplacements relatifs à la base des degrés de liberté et $\{\ddot{X}_s(t)\}$ est un vecteur à n composantes toutes égales à $\ddot{x}_s(t)$.

L'introduction de ces deux nouveaux degrés de liberté : $x_s(t)$ et $\theta(t)$ apporte deux équations d'équilibre supplémentaires : équilibre des efforts tranchants à la base (équation 2.99) et équilibre des moments à la base (équation 2.100).

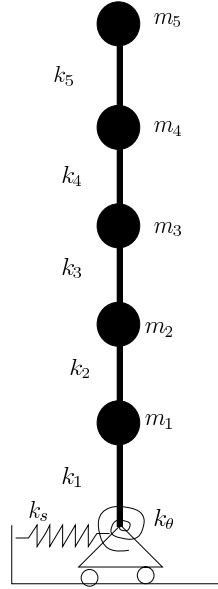


FIG. 2.13 – Modélisation brochette prenant en compte une rigidité de sol en translation et en flexion.

$$-k_s x_s = \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_s + \sum_{i=1}^n z_i m_i \ddot{\theta} \quad (2.99)$$

$$-k_\theta \theta = \sum_{i=1}^n z_i m_i \ddot{x}_i + \sum_{i=1}^n z_i m_i \ddot{x}_s + \sum_{i=1}^n z_i^2 m_i \ddot{\theta} \quad (2.100)$$

Le système différentiel qui régit le mouvement devient :

$$\begin{bmatrix} [M] & [M_1]^T \\ [M_1] & [M_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{X}(t)\} \\ \ddot{x}_s(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K] & [K_1]^T \\ [K_1] & [K_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{X(t)\} \\ x_s(t) \\ \theta(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{S(t)\} \\ S_s(t) \\ S_\theta(t) \end{Bmatrix} \quad (2.101)$$

où $[M]$ et $[K]$ sont les matrices des masses et des rigidités des brochettes sur base fixe, $[M_1]$ et $[M_2]$ sont des matrices de dimensions respectives $2 \times n$ et 2×2 définies comme suit :

$$[M_1] = \begin{bmatrix} m_1 & \dots & m_i & \dots & m_n \\ h_1 m_1 & \dots & h_i m_i & \dots & h_n m_n \end{bmatrix} \quad (2.102)$$

$$[M_2] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n m_i & \sum_{i=1}^n h_i m_i \\ \sum_{i=1}^n h_i m_i & \sum_{i=1}^n h_i^2 m_i \end{bmatrix} \quad (2.103)$$

Dans le cas où la brochette est à coefficients constants ($m_i = m$ et $z_i = nh$), la matrice $[M_2]$ devient :

$$[M_2] = \begin{bmatrix} nm & nhm\frac{n+1}{2} \\ nhm\frac{n+1}{2} & nh^2m\frac{(n+1)(2n+1)}{2} \end{bmatrix} \quad (2.104)$$

$[K_1]$ et $[K_2]$ sont des matrices de dimensions respectives $2 \times n$ et 2×2 définies comme suit :

$$[K_1] = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \quad (2.105)$$

$$[K_2] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_\theta \end{bmatrix} \quad (2.106)$$

La résolution de ce système se fait comme pour un modèle brochette en diagonalisant les matrices des masses et des rigidités. Cependant, dans les cas où les rigidités de liaison au sol dépendent de la fréquence comme pour les modèles d'interaction sol-structure, il est nécessaire de résoudre ce système dans le domaine fréquentiel pour chaque fréquence.

Chapitre 3

Méthodes d'analyse

Sommaire

3.1	Introduction	43
3.2	A partir d'enregistrements de Bruit de Fond	43
3.2.1	Spectres	43
3.2.2	Fonction de transfert	45
3.2.3	Spectre de torsion	46
3.2.4	Amortissement	47
3.2.5	Déformée modale	54
3.3	A partir d'enregistrements de séismes	57

3.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons les outils de traitement du signal utilisés dans ce travail. L'objectif principal de ces outils est de déterminer les caractéristiques dynamiques des structures à partir d'enregistrement(s) de vibrations. Les caractéristiques dynamiques sont les fréquences, amortissements et déformées modales. Comme le bruit de fond est une sollicitation aléatoire qui peut contenir des parasites, les outils utilisés pour cette sollicitation sont basés sur l'extraction des paramètres dynamiques à partir des moyennes. Pour les enregistrements de séismes les amplitudes sortent du bruit et l'identification peut être réalisée en assimilant la structure à un filtre.

A noter que les outils utilisés ici ne sont qu'une partie des outils pouvant être utilisés pour l'analyse des structures, des outils plus sophistiqués sont présentés par Peeters [2000]. Mais nous avons fait le choix d'utiliser des outils robustes et "simples" d'utilisation qui sont accessibles à des utilisateurs non spécialistes en traitement du signal. Ceci afin de permettre une diffusion à des utilisateurs possédant des compétences orientées "structure".

3.2 A partir d'enregistrements de Bruit de Fond

3.2.1 Spectres

Le bruit de fond est par définition une sollicitation aléatoire, qui peut donc présenter des caractéristiques variables d'un instant à l'autre. Afin de quantifier les conséquences de sa variabilité, l'analyse consiste à calculer les spectres sur plusieurs fenêtres de signal et à les moyenner en calculant leur écart type. Cependant, toutes les fenêtres du signal ne peuvent pas être utilisées car le bruit de fond est une sollicitation qui provient de l'activité ambiante autour de la structure étudiée. Pour pouvoir être utilisée dans l'analyse dynamique, il est nécessaire que cette sollicitation soit un bruit à peu près blanc, au moins dans la plage de fréquence des structures de génie civil. Cependant des perturbations de bruit de fond peuvent apparaître :

- le passage d'un véhicule (voiture, camion, tram, train, ...) proche de la structure provoque une sollicitation d'amplitude sortant du niveau du bruit ;
- le passage d'une personne à côté du capteur engendre des impacts qui ne correspondent pas à la réponse de la structure soumise au bruit de fond ;
- l'activité dans la structure (machines, marteau piqueur, ...) qui engendre aussi des perturbations non représentatives de comportement global de la structure.

Alors, pour que l'hypothèse de bruit blanc soit valide, il est nécessaire de supprimer du signal toutes ces perturbations. Afin de les supprimer, nous utilisons un test qui permet de les repérer. Ces perturbations sont caractérisées une amplitude sortant de l'amplitude moyenne du bruit de fond. Le test utilisé repose sur la comparaison de moyennes du signal calculées sur deux durées différentes : (1) une moyenne de courte durée *STA* (Short Time Average) de l'ordre de la seconde, dont la valeur est sensible aux variations d'amplitudes et (2) une moyenne de longue durée *LTA* (Long Time Average) de l'ordre de 20-30 secondes, dont la valeur est peu sensible aux variations d'amplitude transitoires.

Le rapport de ces deux moyennes *STA/LTA*, donne une idée de la stabilité du signal. En effet si le signal est stable (i.e. sans variation de niveau moyen), ce rapport est voisin

de l'unité. Par contre, si le signal est instable (i.e. avec des variations de niveau moyen), ce rapport est différent de l'unité. Afin de qualifier la stabilité du signal, il est défini des bornes entre lesquelles ce rapport peut varier. Typiquement ces bornes sont de l'ordre de 0,5 et de 2,0. Pour qu'une fenêtre de signal soit qualifiée de stable, il faut que le rapport STA/LTA soit compris entre ses valeurs limites sur toute la fenêtre (Figure 3.1).

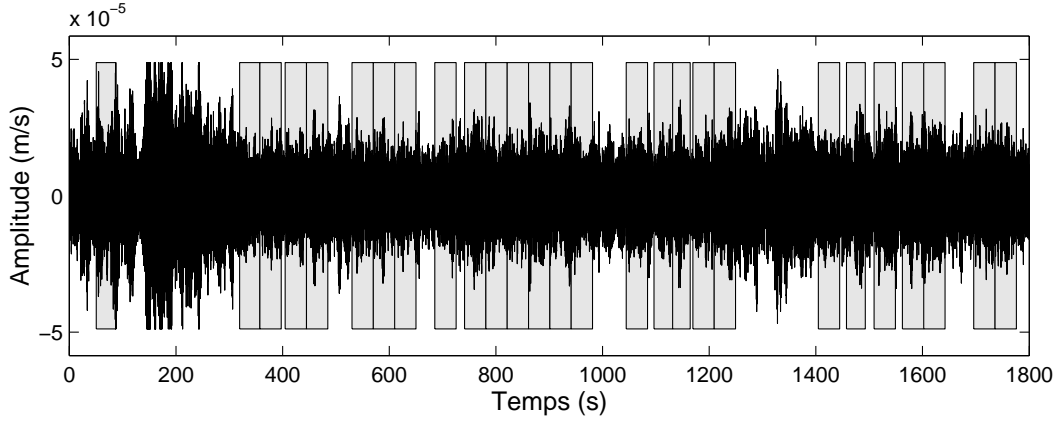


FIG. 3.1 – Enregistrement de bruit de fond au sommet du bâtiment de Vaulx en Velin dans la direction longitudinale (cf. Chapitre 4). Les zones grisées sont les fenêtres sélectionnées comme stables.

Une fois les fenêtres de signal choisies, l'amplitude spectrale est calculée sur chaque fenêtre par une Transformée de Fourier. Les spectres sont ensuite lissés avec une fenêtre glissante dont la forme et la largeur dépendent de la fréquence [Konno and Ohmachi, 1998]. Puis ces spectres sont moyennés et un écart type est calculé (Figure 3.2).

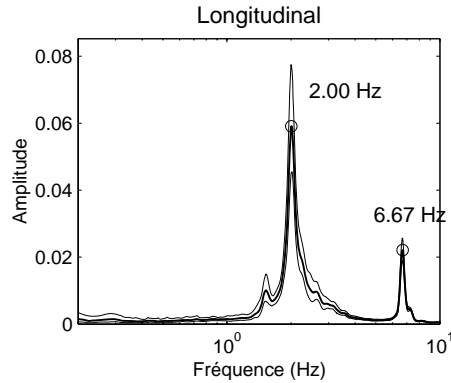


FIG. 3.2 – Spectre de l'enregistrement de bruit de fond au sommet du bâtiment de Vaulx en Velin dans la direction longitudinale (cf. Chapitre 4). Le trait épais est la moyenne des spectres calculés sur les différentes fenêtres et les traits fins sont leurs écarts types.

Les fréquences des pics sont identifiées sur les spectres comme étant l'abscisse du maximum d'un pic. A noter que sur les spectres, ce sont les amplitudes qui sont moyennées et non pas les fréquences, ce qui fait que tel quel, il n'est pas possible d'estimer une erreur sur les fréquences.

Une solution consiste à chercher les fréquences du pic en question sur tous les spectres qui ont servi à calculer la moyenne et de calculer ainsi une moyenne et un écart type sur les fréquences.

La durée des fenêtres à prendre en compte dépend de la fréquence du phénomène à observer. En effet, pour qu'un spectre soit représentatif du phénomène, il est nécessaire que le spectre soit calculé sur un temps d'environ 10 fois la période du phénomène observé. Donc pour observer des phénomènes à basse fréquence comme par exemple 0,3 Hz pour une cheminée industrielle, il faut des fenêtres d'au moins 33 secondes.

Le bruit de fond, provenant de l'environnement des structures étudiées, est modifié par l'environnement proche des structures et en particulier par le système de fondation. Comme il est expliqué plus en détails dans le Chapitre 7, la structure fait alors partie d'un système composé du sol environnant et de la structure. Alors le comportement dynamique du système peut être différent du comportement dynamique de la structure seule suivant les conditions de sol. Donc, avec un enregistrement à la sortie de ce système (sommet de la structure) c'est le comportement dynamique du système complet et non pas celui de la structure seule qui est identifié.

3.2.2 Fonction de transfert

Afin d'obtenir le comportement dynamique d'une partie d'un système (structure seule par exemple), il est possible d'estimer une fonction de transfert. D'après sa définition, la fonction de transfert (Equations 2.11 et 2.12) rend compte de la façon dont un sous-système modifie sa sollicitation d'entrée. La fonction de transfert contient alors toutes les caractéristiques du sous-système et en particulier les fréquences.

Le mouvement d'un oscillateur (v) peut être représenté à l'aide de sa fonction de transfert (H) (cf. Equation 2.12) dans le domaine fréquentiel :

$$v(\omega) = -\omega^2 H(\omega) s(\omega) \quad (3.1)$$

Cependant, le mouvement v représenté ici est le mouvement relatif par rapport à sa base. Alors que, le mouvement enregistré v_e au sommet d'une structure est le mouvement total qui est la somme du mouvement relatif de la structure à sa base et de la sollicitation : $v_e = v + s$. Alors, pour obtenir la fonction de transfert définie dans l'équation précédente, il faut soustraire la sollicitation au mouvement enregistré à la sortie du système :

$$H(\omega) = \frac{(v_e - s)(\omega)}{-\omega^2 s(\omega)} \quad (3.2)$$

Etant donnée les propriétés de la transformée de Fourier, la différence $v_e - s$ pourrait être effectuée dans le domaine fréquentiel. Mais, nos spectres sont calculés sur des moyennes de spectres, alors cette différence dans le domaine fréquentiel n'est pas équivalente à la différence dans le domaine temporel. Cette fonction de transfert nécessite que les enregistrements de la sortie et de l'entrée du système soient simultanés.

Cependant, dans certains cas il n'est pas possible de réaliser des enregistrements simultanés de la sortie et de l'entrée. Alors, nous définissons une pseudo fonction de transfert (H_p) comme

le rapport du spectre de la sortie par le spectre de l'entrée, sans que les spectres aient été calculés sur des enregistrements simultanés :

$$H_p(\omega) = \frac{v_e(\omega)}{-\omega^2 s(\omega)} \quad (3.3)$$

Cette pseudo fonction de transfert est reliée à la fonction de transfert à un facteur près :

$$H_p(\omega) = H(\omega) - \frac{1}{\omega^2} \quad (3.4)$$

L'avantage de cette pseudo fonction de transfert est de ne pas effectuer de soustraction entre deux signaux qui ne sont pas simultanés. De plus il est possible de faire l'hypothèse que le spectre de l'enregistrement de bruit de fond à l'entrée du système est stable au cours du temps. Donc, en faisant le rapport du spectre de la sortie sur le spectre de l'entrée à partir d'enregistrements non simultanés, il est possible d'évaluer une pseudo fonction de transfert.

3.2.3 Spectre de torsion

Un phénomène de torsion horizontale des structures induit dans une même direction pour deux points suffisamment éloignés, à une même fréquence, des déplacements différents. Alors qu'un phénomène de translation induit pour ces deux mêmes points, à une même fréquence, des déplacements identiques. Donc, en effectuant la différence des signaux temporels enregistrés en ces deux points, une translation montrera une faible différence et une torsion montrera une différence significative. Afin de normaliser l'amplitude de la différence, le spectre de cette différence est divisé par le spectre de la moyenne des signaux. Etant donné que cette notion de différence d'amplitude fait appel à la phase, les enregistrements doivent être simultanés. En appelant ce spectre le spectre de torsion $T(\omega)$ et les mouvements enregistrés aux deux points 1 et 2 : $v_1(t)$ et $v_2(t)$, ce rapport prends la forme :

$$T(\omega) = \left| \frac{(v_1 - v_2)(\omega)}{((v_1 + v_2)/2)(\omega)} \right| \quad (3.5)$$

où $(v_1 - v_2)$ est la différence temporelle des mouvements $v_1(t)$ et $v_2(t)$, et où $(v_1 + v_2)/2$ est la moyenne temporelle.

Les valeurs significatives que peut prendre ce spectre de torsion sont :

- $T \ll 2$: la différence est très petite devant la moyenne : les amplitudes des deux signaux sont quasi identiques et en phase donc le comportement entre ces deux points de mesure est identique. On peut donc s'attendre à un comportement de translation.
- $T \simeq 2$: La différence est égale au double de la moyenne : l'amplitude d'un signal est largement inférieur à celle de l'autre. On peut donc s'attendre à un comportement de torsion avec un capteur proche du centre de rotation.
- $T \gg 2$: La moyenne est petite devant la différence : les amplitudes des deux signaux sont identiques mais en opposition de phase, donc la moyenne tend vers 0 et le rapport tend vers l'infini. On peut donc s'attendre à un comportement de torsion avec un centre de torsion situé à peu près à mi-chemin entre les deux capteurs.

3.2.4 Amortissement

La méthode du décrément aléatoire permet d'extraire l'amortissement des enregistrements de bruit de fond [Dunand et al., 2002; Caughey and Stumpf, 1961; Delolme et al., 1990; Huang and Yeh, 1999; Huerta et al., 1998; Ibrahim et al., 1998; Vandiver et al., 1982]. Cette méthode est basée sur le fait que l'on peut décomposer la réponse d'un oscillateur à une sollicitation aléatoire en deux parties, la première correspondant à la réponse impulsionnelle du système et la deuxième correspondant à la réponse forcée à la sollicitation aléatoire. En sommant un grand nombre de fenêtres du signal (Figure 3.3) qui ont les mêmes conditions initiales, la partie aléatoire de la réponse devient faible devant la réponse impulsionnelle. Puis, à partir de la réponse impulsionnelle il est possible d'estimer l'amortissement de l'oscillateur.

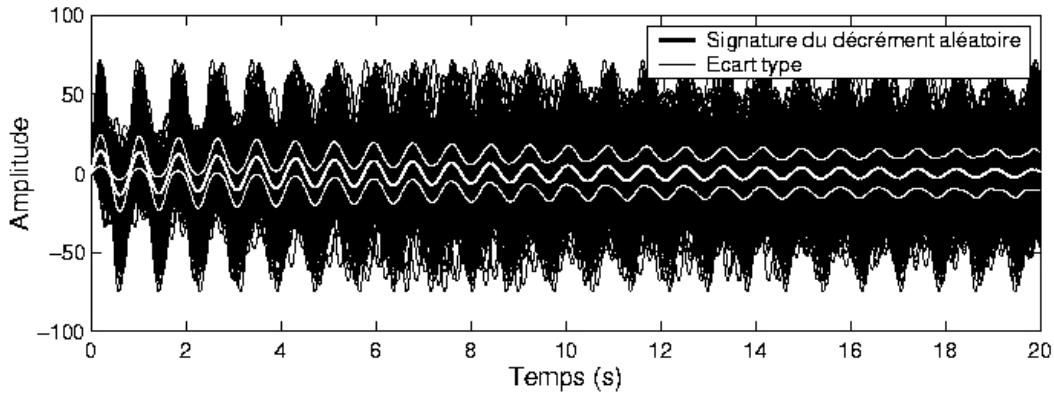


FIG. 3.3 – *Moyenne et écart type de 4000 fenêtres commençant par les mêmes conditions initiales obtenues sur un enregistrement de bruit de fond au sommet d'un bâtiment. En noir, la trace de toutes les fenêtres recalées en temps, en blanc épais, la moyenne de ces fenêtres et en blanc fin, l'écart type de ces fenêtres.*

Cette méthode du décrément aléatoire peut être expliquée par l'étude de la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté à une sollicitation aléatoire. En reprenant l'équation différentielle de l'oscillateur (équation 2.2) et en appliquant un déplacement imposé $\alpha(t)$ à sa base, le système différentiel régissant son mouvement devient :

$$\ddot{v}(t) + 2\xi\omega_0\dot{v}(t) + \omega_0^2v(t) = -\ddot{\alpha}(t) \quad (3.6)$$

En choisissant un instant t_0 , la réponse $v(t)$ de ce système linéaire à la sollicitation $\alpha(t)$ peut être exprimée comme la somme de deux réponses $v_1(t)$ et $v_2(t)$ (Figure 3.4) :

$$v(t) = v_1(t) + v_2(t) \quad (3.7)$$

$v_1(t)$ correspond à la réponse de l'oscillateur à la sollicitation $\alpha_1(t)$ avant t_0 , soit :

$$\begin{cases} \alpha_1(t) = \alpha(t) & \text{pour } t < t_0 \\ \alpha_1(t) = 0 & \text{pour } t \geq t_0 \end{cases} \quad (3.8)$$

$v_2(t)$ correspond à la réponse de l'oscillateur à la sollicitation $\alpha_2(t)$ après t_0 , soit :

$$\begin{cases} \alpha_2(t) = 0 & \text{pour } t \leq t_0 \\ \alpha_2(t) = \alpha(t) & \text{pour } t > t_0 \end{cases} \quad (3.9)$$

Si on s'intéresse uniquement à la réponse de l'oscillateur après l'instant t_0 , les réponses $v_1(t > t_0)$ et $v_2(t > t_0)$ prennent les formes suivantes :

- La première partie $v_1(t)$ représente la réponse à ce qui se passe avant t_0 et prend la forme d'oscillations libres du système soumis à des conditions initiales a et b qui sont respectivement le déplacement initial $v(t_0)$ et la vitesse initiale $\dot{v}(t_0)$ de l'oscillateur à l'instant t_0 (cf. équation 2.9) (Figure 3.4b).

$$\begin{aligned} v_1(t) = & a e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t-t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t-t_0)) \right] \\ & - b h(t-t_0) \end{aligned} \quad (3.10)$$

Avec $h(t)$ la réponse de l'oscillateur à une impulsion de Dirac en accélération (réponse impulsionnelle). Cette première partie dépend donc des conditions initiales a et b , et des caractéristiques de l'oscillateur : ω_0 et ξ .

- La seconde partie $v_2(t)$ représente la réponse de l'oscillateur à ce qui se passe après t_0 et prend la forme de la réponse d'un oscillateur à une sollicitation forcée (Figure 3.4c). Cette réponse est décrite par la convolution de la réponse impulsionnelle de l'oscillateur $h(t)$ à la sollicitation $\alpha_2(t)$ (cf. Equation 2.13) :

$$v_2(t) = \int_{t_0}^t h(t-\tau_1) \ddot{\alpha}_2(\tau_1) d\tau_1 \quad (3.11)$$

Cette partie dépend de la sollicitation $\alpha_2(t)$ dans son ensemble et des caractéristiques de l'oscillateur : ω_0 et ξ .

En considérant que la sollicitation $\alpha(t)$ est aléatoire, et que l'on choisit un instant t_0 , cette séparation de la réponse en deux parties permet de transformer la réponse en une partie déterministe $v_1(t)$ qui dépend de conditions initiales, et une partie aléatoire $v_2(t)$ qui dépend de la sollicitation dans son ensemble.

Sachant que la réponse $v(t_0)$ passe par des conditions initiales a et b à l'instant t_0 , l'espérance mathématique de la réponse de l'oscillateur $v(t)$ après l'instant t_0 est notée : $E[v(t-t_0)|a, b]$. Si le nombre N de fois où ces conditions initiales sont atteintes est grand, cette espérance peut être estimée par la relation suivante :

$$E[v(t-t_0)|a, b] = \sum_{n=1}^N \frac{v(t-t_n)}{N} \quad (3.12)$$

où les t_n sont les instants où $v(t_n)$ respecte la condition a et $\dot{v}(t_n)$ respecte la condition b . Les $v(t-t_n)$ sont alors les morceaux de la réponse commençant à un instant t_n . Cette espérance

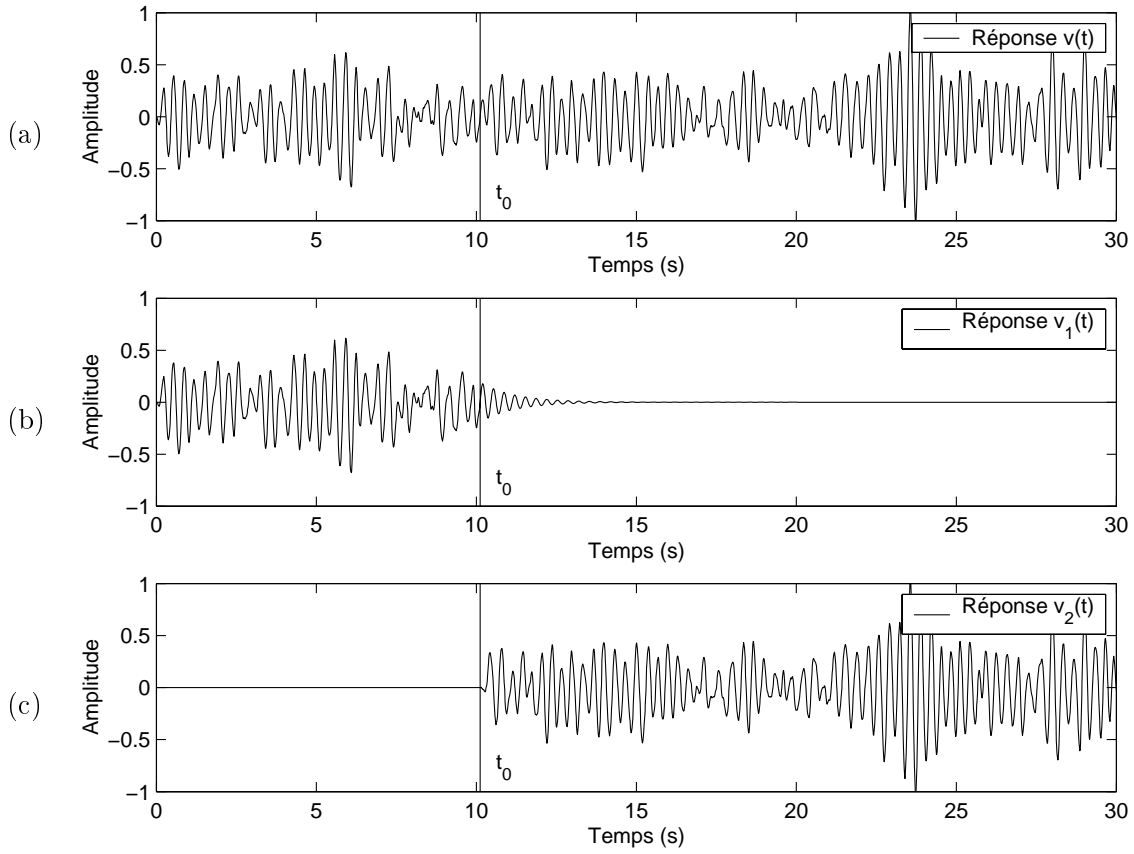


FIG. 3.4 – Séparation de la réponse d'un oscillateur (a) à une sollicitation aléatoire en deux parties : (b) réponse à se qui ce passe avant un instant t_0 et (c) réponse à ce qui se passe après l'instant t_0 .

de la réponse de l'oscillateur est alors la moyenne des morceaux de la réponse commençant par des instants t_n où $v(t_n)$ remplit les conditions initiales a et b .

De la même façon que pour la réponse de l'oscillateur (équation 3.7), l'espérance de la réponse $E[v(t - t_0)|a, b]$ peut être séparée en deux parties :

$$E[v(t - t_0)|a, b] = E[v_1(t - t_0)|a, b] + E[v_2(t - t_0)|a, b] \quad (3.13)$$

avec $E[v_1(t - t_0)|a, b]$ l'espérance de la réponse $v_1(t)$ respectant a et b , et $E[v_2(t - t_0)|a, b]$ l'espérance de la réponse $v_2(t)$ respectant a et b .

Or l'espérance $E[v_1(t - t_0)|a, b]$ prend la forme de la réponse $v_1(t)$ car cette réponse dépend des caractéristiques de l'oscillateur (ω_0 et ξ) qui sont constantes au cours du temps et les seules variables de cette réponse sont les conditions initiales qui sont fixées (a et b) (équation 3.10) :

$$E[v_1(t - t_0)|a, b] = \hat{a} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t - t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t - t_0)) \right] - \hat{b} h(t - t_0) \quad (3.14)$$

où \hat{a} et \hat{b} sont la moyenne des a et b rencontrés.

Comme $h(t - t_0)$ est indépendant du choix des t_n , mais que, par contre, $\alpha_2(\tau)$ dépend du choix des t_n , l'espérance de la deuxième partie de la réponse $E[v_2(t - t_0)|a, b]$ prend la forme de :

$$E[v_2(t - t_0)|a, b] = \int_0^{t-t_0} h(t - t_0 - \tau_1) E[\ddot{\alpha}_2(t_0 + \tau_1)|a, b] d\tau_1 \quad (3.15)$$

Si la sollicitation $\alpha_2(t)$ est supposée être un processus **aléatoire** ergodique de **moyenne nulle**, alors l'espérance $E[v_2(t - t_0)|a, b]$ peut être considérée comme nulle. Dans ce cas, l'espérance de la deuxième partie de la réponse $E[v_2(t - t_0)|a, b]$ s'annule, ce qui implique finalement que, d'après l'équation 3.13, l'espérance de la réponse totale se résume à l'espérance de la première partie de la réponse, soit :

$$E[v(t - t_0)|a, b] = E[v_1(t - t_0)|a, b] \quad (3.16)$$

A partir de l'équation 3.14, l'espérance de la réponse de l'oscillateur prend ainsi la forme suivante :

$$\begin{aligned} E[v(t - t_0)|a, b] = & \hat{a} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t - t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t - t_0)) \right] \\ & - \hat{b} h(t - t_0) \end{aligned} \quad (3.17)$$

Suivant l'équation 3.12, cette espérance peut être évaluée comme la moyenne des morceaux de la réponse commençant à un instant t_n et respectant les conditions initiales sur a et b . L'espérance de la réponse ($E[v(t - t_0)|a, b]$) est alors appelée la signature de décrétement aléatoire $RD(t - t_0)$ qui s'exprime par :

$$\left\{ \begin{aligned} RD(t - t_0) = & \hat{a} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t - t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t - t_0)) \right] \\ & - \hat{b} h(t - t_0) \\ RD(t - t_0) = & \sum_{n=1}^N \frac{v(t-t_n)}{N} \end{aligned} \right. \quad (3.18)$$

Le signature du décrétement aléatoire dépend donc du choix des conditions a et b . Asmussen and Brincker [1999] en ont étudié plusieurs. Cependant en choisissant un déplacement initial nul ($a=0$), la forme de la signature du décrétement aléatoire se simplifie car son premier terme s'annule. Les vitesses initiales (b) sont alors choisies positives ou négatives, ce qui permet de ne pas annuler la moyenne des b . Dans ce cas, la signature du décrétement aléatoire se résume à (Figures 3.3 et 3.5) :

$$RD(t - t_0) = \frac{\hat{b}}{\omega_1} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \sin(\omega_1(t - t_0)) = \sum_{n=1}^N \frac{v(t - t_n)}{N} \quad (3.19)$$

où \hat{b} est la moyenne des N vitesses initiales.

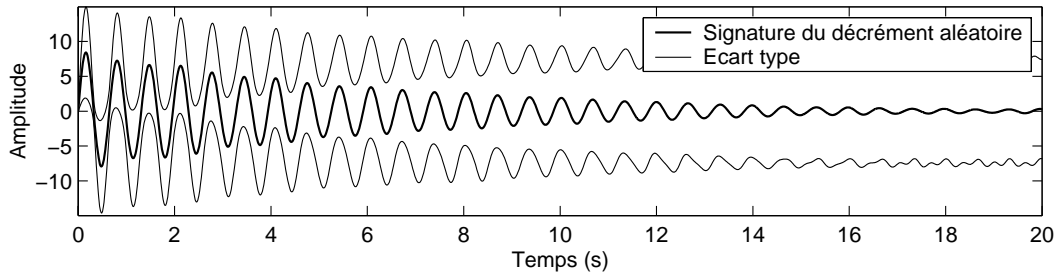


FIG. 3.5 – *Signature du décroement aléatoire avec son écart type pour un enregistrement de bruit de fond de 30 minutes au sommet du bâtiment de Vaulx en Velin (cf. Chapitre 4). La moyenne est effectuée avec 5567 fenêtres.*

Une fois la signature du décroement aléatoire $RD(\tau)$ obtenue, il est possible d'en extraire la fréquence et l'amortissement de l'oscillateur. La fréquence est évaluée en moyennant les intervalles de temps qui séparent un cycle sur la $RD(\tau)$. En remarquant que pour les faibles valeurs d'amortissement les pulsations ω_1 et ω_0 peuvent être confondues, l'amortissement est évalué par la méthode classique du décroement logarithmique [Clough and Penzien, 1993] :

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \log \left(\frac{|A_n|}{|A_{n+1}|} \right) \quad (3.20)$$

Où $|A_n|$ et $|A_{n+1}|$ sont les valeurs absolues des amplitudes de deux maxima successifs de la $RD(\tau)$.

Afin d'estimer l'amortissement non seulement sur deux maxima successifs, mais aussi sur toutes la $RD(\tau)$, il est possible de calculer une régression linéaire de la valeur absolue du logarithme des maxima et de trouver un rapport d'amplitude moyen (Figure 3.6).

$$\xi = \frac{-pT}{2\pi} \quad (3.21)$$

où $T = \frac{2\pi}{\omega_0}$ est la période d'un cycle et p la pente de la régression.

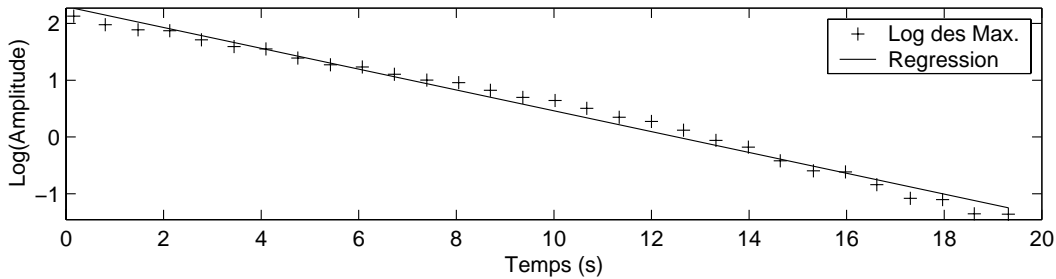


FIG. 3.6 – *Logarithme des maxima de la signature du décroement aléatoire obtenue sur le bâtiment de Vaulx en Velin et la régression de ces maxima.*

Cependant, afin d'obtenir une évaluation de la fréquence et de l'amortissement plus précise, il est possible d'inverser la signature du décroement aléatoire. L'équation de cette signature est

connue et ne dépend que de trois paramètres : \hat{b} , ω_0 and ξ (équation 3.19). Par un algorithme d'inversion ces trois paramètres peuvent être estimés en minimisant l'écart E entre la courbe estimée et la signature de décrétement aléatoire :

$$E = \sum_{\tau_i=0}^{n_\tau} \left\{ RD(\tau_i) - \left(\frac{\hat{b}_{est}}{\omega_{1est}} e^{-\xi_{est}\omega_{0est}\tau_i} \sin(\omega_{1est}\tau_i) \right) \right\}^2 \quad (3.22)$$

avec \hat{b}_{est} , ω_{0est} et ξ_{est} , respectivement la vitesse initiale, la pulsation et l'amortissement estimés et n_τ le nombre d'échantillons de la signature du décrétement aléatoire.

Comme il a été mentionné dans un paragraphe précédent, pour obtenir une bonne estimation de l'espérance mathématique de la réponse de l'oscillateur (Equation 3.12), il est nécessaire de moyenner un grand nombre (N) de fenêtres commençant par les mêmes conditions initiales. Ce nombre N de fenêtres est directement lié à la durée de l'enregistrement. Afin de quantifier cette durée d'enregistrement nécessaire, nous avons testé l'influence de la durée d'enregistrement sur les valeurs d'amortissement. Pour ceci, l'amortissement a été évalué par la méthode du décrétement aléatoire pour quatre bâtiments faisant partie de l'étude sur Grenoble détaillée dans le Chapitre 7 : Ile Verte, CPUS-arpej, CPUS-condA et VO-aji, dont les dimensions et caractéristiques dynamiques sont listées dans le tableau 7.5. Leur fréquence varie entre 0,6 et 2,0 Hz .

Pour chaque bâtiment, l'amortissement a été calculé sur des durées allant de 100 secondes jusqu'à 3600 secondes dans certains cas. Les valeurs d'amortissement ainsi obtenues ont été normalisées par la valeur d'amortissement obtenue pour l'enregistrement le plus long de chaque bâtiment (Figure 3.7). Le même test a été fait sur les fréquences (Figure 3.8).

Ces quatre exemples montrent que l'amortissement converge vers la valeur obtenue avec l'enregistrement le plus long après 1800 secondes avec une erreur relative de 5 % (Figure 3.8). Ce qui signifie que les enregistrements de bruit de fond doivent avoir une durée minimum de 1800 secondes (30 minutes) pour obtenir une bonne estimation de l'amortissement avec la méthode du décrétement aléatoire. Pour les fréquences, ces exemples montrent qu'une convergence à 1 % d'erreur relative est atteinte pour 900 secondes (15 minutes). Ce qui signifie que l'estimation des fréquences est plus stable que l'estimation des amortissements.

Nous recommandons donc, pour la méthode du décrétement aléatoire, des enregistrements de 30 minutes de bruit de fond pour obtenir une évaluation de l'amortissement avec 5 % d'erreur et des enregistrements de 15 minutes pour obtenir une évaluation de la fréquence avec 1 % d'erreur.

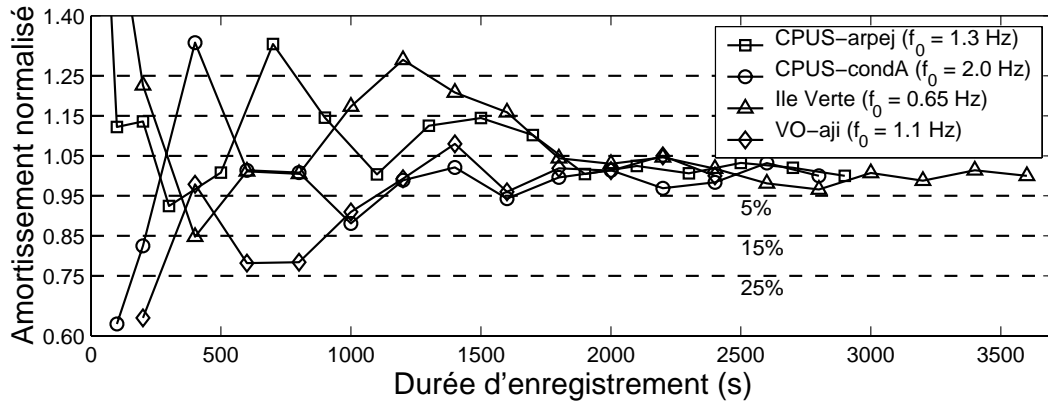


FIG. 3.7 – Amortissement obtenu par la méthode du décrément aléatoire normalisé par l'amortissement obtenu avec la durée d'enregistrement la plus longue (de 2500 à 3600 secondes) pour quatre bâtiments.

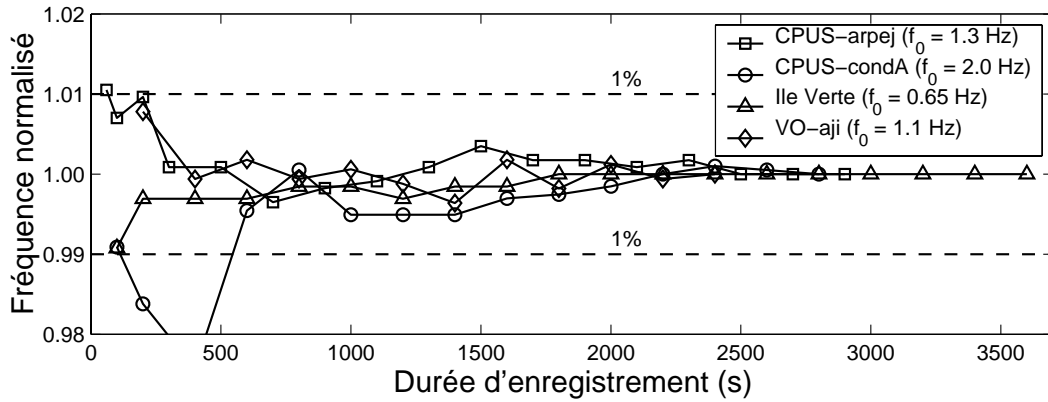


FIG. 3.8 – Fréquence obtenue par la méthode du décrément aléatoire normalisé par la fréquence obtenue avec la durée d'enregistrement la plus longue (de 2500 à 3600 secondes) pour quatre bâtiments.

3.2.5 Déformée modale

La décomposition modale du mouvement d'une structure permet de décomposer le mouvement total de la structure en déformées élémentaires appelées déformées modales (cf. Chapitre 2). De plus, si les différentes fréquences modales ne sont pas trop rapprochées, à une fréquence modale donnée, le mouvement de la structure suit de très près la déformée modale associée au mode en question.

Comme les déformées modales font appel à une notion de déformation, il est nécessaire d'une part de connaître les amplitudes relatives du mouvement, et d'autre part, de connaître la phase du mouvement. Il est donc nécessaire d'avoir des enregistrements du mouvement à chaque point ou degré de liberté où la connaissance de la déformée est souhaitée. Et, comme la connaissance de la phase est nécessaire, il faut que ces enregistrements soient simultanés.

On peut envisager plusieurs solutions, pour évaluer ces déformées qui seront soit dans le domaine temporel, soit dans le domaine fréquentiel. Le domaine temporel contient toutes les fréquences, donc les déformées, mélangées. Alors que le domaine fréquentiel sépare directement les fréquences.

- Temporel : En filtrant les enregistrements autour d'une fréquence modale, le signal n'est plus composé que de la fréquence en question ; les amplitudes relatives aux différents degrés de liberté sont alors obtenues à chaque instant.
- Fréquentiel : A une fréquence donnée, les amplitudes des spectres permettent d'obtenir les amplitudes relatives et les phases permettent de donner un signe à ces mouvements.

La deuxième solution dans le domaine fréquentiel, appelée "Peak Picking", est la plus utilisée de par la facilité de mise en oeuvre [Bendat and Piersol, 1993; Andersen et al., 2000]. En effet, il suffit de calculer les spectres en chaque point de mesure, de les normaliser par rapport à un spectre de référence et de choisir ("piquer") une fréquence pour obtenir les amplitudes relatives (Figure 3.9).

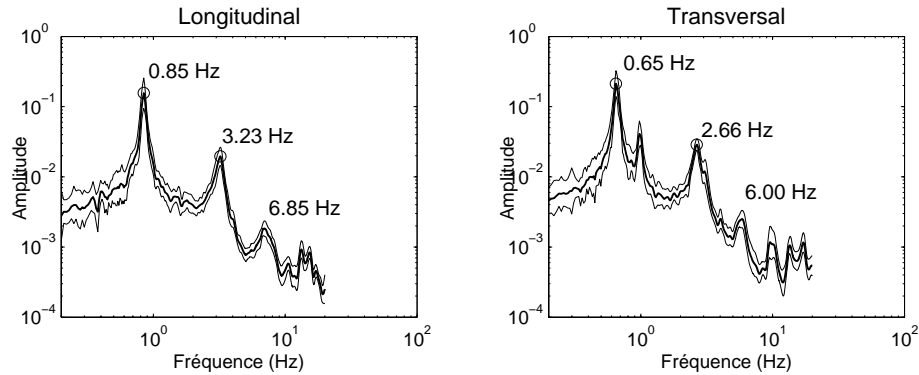


FIG. 3.9 – Amplitude spectrale sur les enregistrements de bruit de fond longitudinaux et transversaux au 28ème étage de la Tour Mont Blanc (30 étages) de l'Ile Verte à Grenoble. On remarque bien les 3 premières fréquences modales dans les directions longitudinales et transversales.

L'explication théorique de cette méthode passe par la décomposition modale d'un oscillateur à n degrés de liberté, avec une matrice des masses $[M]$ et une matrice des rigidités $[K]$, le tout soumis à un vecteur de forces extérieures $\{S(t)\}$ (cf. équation 2.15). Le mouvement de ses n degrés de liberté est décrit par le vecteur déplacement $\{X(t)\}$. La décomposition modale de ce système amène à décomposer le mouvement $\{X(t)\}$ sous la forme du produit de deux fonctions $[\phi]$ et $\{Y(t)\}$ (cf. équation 2.25), la matrice $[\phi]$ contenant les n vecteurs de déformées modales : $[\phi] = [\{\phi_1\} \dots \{\phi_j\} \dots \{\phi_n\}]$. Dans le domaine fréquentiel, le mouvement de l'oscillateur est alors décrit par :

$$\{X(\omega)\} = [\phi] \{Y(\omega)\} \quad (3.23)$$

Où $[\phi]$ peut prendre la forme suivante :

$$\{X(\omega)\} = [\{\phi_1\} \dots \{\phi_j\} \dots \{\phi_n\}] \{Y(\omega)\} \quad (3.24)$$

Si les fréquences des modes sont bien séparées, alors à la fréquence ω_j du $j^{\text{ème}}$ mode, on peut considérer que la réponse de l'oscillateur est principalement gouvernée par le $j^{\text{ème}}$ vecteur modal $\{\phi_j\}$. Alors, la réponse $\{x(\omega_j)\}$ de l'oscillateur à la fréquence ω_j peut être approximée par le produit du vecteur modal $\{\phi_j\}$ par la $j^{\text{ème}}$ composante du vecteur $\{Y(\omega)\}$.

$$\{X(\omega_j)\} \approx \{\phi_j\} y_j(\omega_j) \quad (3.25)$$

Considérons deux degrés de liberté particuliers a et b : le mouvement de l'oscillateur en ces deux degrés de liberté à la $j^{\text{ème}}$ fréquence modale prend la forme :

$$\begin{aligned} x_a(\omega_j) &\approx \phi_{aj} y_j(\omega_j) \\ x_b(\omega_j) &\approx \phi_{bj} y_j(\omega_j) \end{aligned} \quad (3.26)$$

Avec ϕ_{aj} et ϕ_{bj} les $a^{\text{ème}}$ et $b^{\text{ème}}$ composantes du $j^{\text{ème}}$ vecteur modal. Le rapport du mouvement en ces deux degrés de liberté a et b à la $j^{\text{ème}}$ fréquence modale s'écrit :

$$R_{ab}x(\omega_j) = \frac{x_a(\omega_j)}{x_b(\omega_j)} \quad (3.27)$$

En utilisant l'approximation de l'équation 3.26, ce rapport ($R_{ab}x(\omega_j)$) donne donc une estimation du rapport de la déformée modale en ces deux degrés de liberté a et b à la $j^{\text{ème}}$ fréquence modale :

$$R_{ab}x(\omega_j) \approx \frac{\phi_{aj} y_j(\omega_j)}{\phi_{bj} y_j(\omega_j)} = \frac{\phi_{aj}}{\phi_{bj}} = R_{ab}\phi_j \quad (3.28)$$

Cette équation montre que le rapport $R_{ab}x(\omega_j)$ des spectres du mouvement à une fréquence modale ω_j peut approximer le rapport des déformées modales $R_{ab}\phi_j$ du $j^{\text{ème}}$ mode aux degrés de liberté a et b . Le module du rapport spectral indique l'amplitude du rapport des déformées et la phase du rapport spectral indique le signe du rapport des déformées. Si l'angle de la phase est petit, le signe du rapport est positif et si l'angle de la phase est grand, le signe du rapport est négatif.

Cette technique permet d'obtenir des déformées modales "normalisées" pour plusieurs degrés de liberté. En choisissant certains degrés de liberté, et en faisant ce rapport d'amplitude

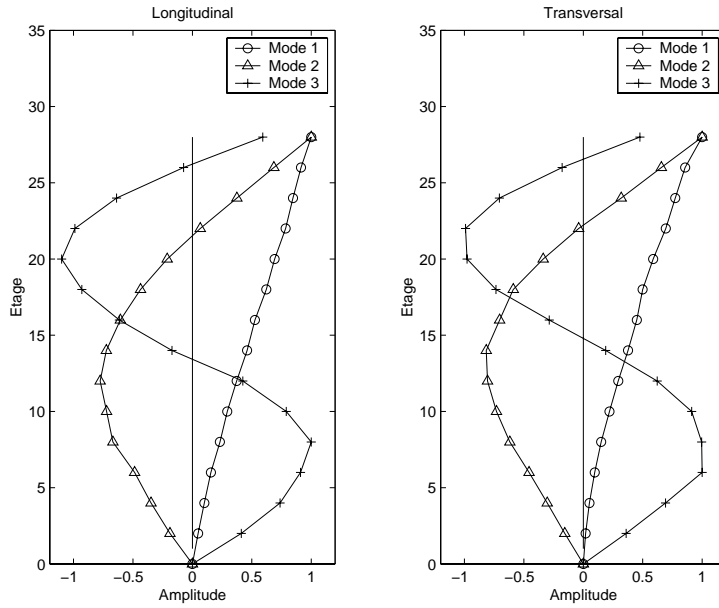


FIG. 3.10 – Déformées modales des trois premiers modes de la Tour Mont Blanc de l'Ile Verte à Grenoble dans les directions longitudinales et transversales, avec des enregistrements de bruit de fond tous les deux étages. Les enregistrements d'une durée de quinze minutes chacun ont été effectués avec une centrale d'acquisition à six capteurs. Pour chaque enregistrement, un capteur était localisé au 28ème étage. A partir de la forme du premier mode, on peut remarquer que dans le sens longitudinal ou dans le sens transversal la structure se comporte en flexion (cf. Chapitre 2).

par rapport à un même degré de liberté, il est possible de retrouver le vecteur de déformée modale en ces degrés de liberté (Figure 3.10). Cependant, il a été fait l'hypothèse que à une résonance, le mouvement est gouverné par un seul mode. La validité de cette hypothèse dépend du degré de séparation des fréquences modales [Andersen et al., 2000]. Pour les cas traditionnel de bâtiments en flexion ou cisaillement, cette hypothèse est valide car les fréquences sont bien distinctes : rapports f_1/f_0 de 6,3 pour un comportement en flexion et rapport f_1/f_0 de 3 pour un comportement en cisaillement (cf. Chapitre 2).

Comme la sollicitation est toujours le bruit de fond, l'estimation des spectres se fait sur des fenêtres de signal sélectionnées avec un antitrigger (cf. paragraphe précédent). A noter que cette fois il est impératif que les enregistrements soit simultanés, donc les fenêtres sont sélectionnées avec un critère de sélection simultané sur tous les enregistrements. Une fois les spectres estimés sur ces fenêtres, la moyenne des spectres de chaque enregistrement est calculée et ensuite les rapports d'amplitude des spectres de chaque enregistrement sont évalués pour estimer la déformée.

Dans la pratique, il est rarement possible d'enregistrer simultanément le mouvement en tous les degrés de liberté souhaités car les centrales d'acquisitions ont un nombre limité de voies. Il n'est donc pas possible de déterminer les vecteurs déformée modale à partir d'un seul enregistrement. Cependant, il est possible d'obtenir des vecteurs déformée modale partiels à partir de quelques enregistrements et si chacun de ces enregistrements comporte un degré de

liberté commun, il est possible de reconstruire le vecteur déformée modale en tous les degrés de liberté. Pour éviter de répercuter les erreurs d'estimation des rapports d'amplitude, il est conseillé de choisir toujours le même degré de liberté de référence entre tous les enregistrements.

3.3 A partir d'enregistrements de séismes

De la même façon que pour le bruit de fond, il est possible d'estimer une fonction de transfert d'une structure à partir des enregistrements de séismes réalisés en bas et au sommet d'une structure. La technique utilisée est différente de celle utilisée pour le bruit de fond car il n'est pas nécessaire ni possible de moyenner des fenêtres, à cause d'une part de l'amplitude du mouvement et d'autre part de sa brièveté.

Les fréquences et les amortissements sont obtenus en trouvant une fonction de transfert du type des filtres ARMA (Auto Regressive Moving Average) [Thomas, 1995] qui, appliquée à un signal d'entrée (enregistrement du bas), explique le signal de sortie (enregistrement du haut) (Figure 3.11). Le choix du meilleur filtre ARMA est fait par la méthode des moindres carrés avec une fonction intégrée au logiciel commercial MATLAB (Figures 3.12 et 3.13).

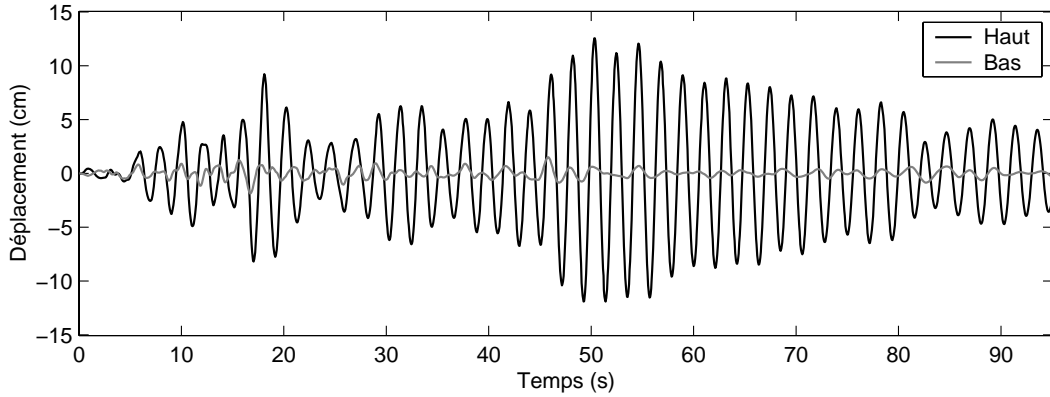


FIG. 3.11 – Trace en déplacement des enregistrements du Haut et du Bas du séisme de Landers en 1992 dans le bâtiment "LA County Services Building" à Alhambra, Californie (cf. Chapitre 5).

Les fréquences et amortissements sont déduits des caractéristiques du filtre ARMA en comparant la transformée en Z de la réponse impulsionnelle du bâtiment aux caractéristiques du filtre ARMA trouvé. La réponse théorique en temps $h(t)$ à une impulsion de Dirac en accélération d'un oscillateur à un degré de liberté s'écrit (cf. Equation 2.11) :

$$h(t) = - \frac{e^{-\xi\omega_0 t}}{\omega_1} \sin(\omega_1 t) \quad (3.29)$$

avec ξ l'amortissement, ω_0 la pulsation propre de l'oscillateur et ω_1 la pseudo pulsation de l'oscillateur. La transformée en Z de cette réponse impulsionnelle théorique $H(z)$ s'écrit [Thomas, 1995] :

$$H(z) = \frac{1}{\omega_1} \frac{ze^{-\xi\omega_0 T_e} \sin(\omega_1 T_e)}{z^2 - 2ze^{-\xi\omega_0 T_e} \cos(\omega_1 T_e) + e^{-2\xi\omega_0 T_e}} \quad (3.30)$$

Avec T_e le pas d'échantillonnage en temps. Cette expression peut être développée sous la forme :

$$H(z) = \frac{e^{(-\xi\omega_0 + i\omega_1)T_e} - e^{(-\xi\omega_0 - i\omega_1)T_e}}{2i\omega_1} \frac{z}{z^2 - z(e^{(-\xi\omega_0 + i\omega_1)T_e} + e^{(-\xi\omega_0 - i\omega_1)T_e}) + e^{-2\xi\omega_0 T_e}} \quad (3.31)$$

Dans cette équation, les pôles z_1 et z_2 qui annulent le dénominateur sont :

$$z_{1,2} = e^{(-\xi\omega_0 \pm i\omega_1)T_e} \quad (3.32)$$

En tenant compte de ces solutions, la fonction de transfert théorique de l'oscillateur s'écrit alors :

$$H(z) = \frac{z_1 - z_2}{2i\omega_1} \frac{z}{(z - z_1)(z - z_2)} \quad (3.33)$$

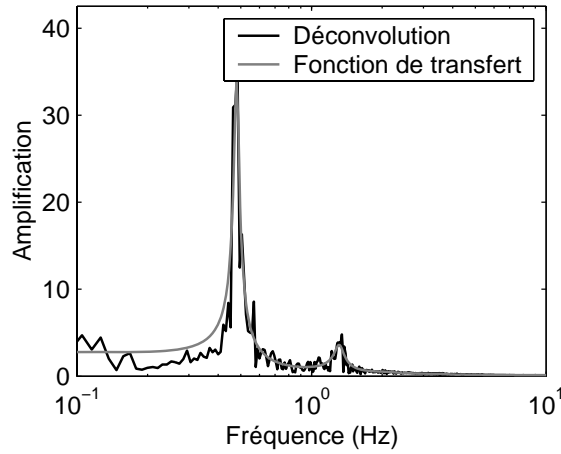


FIG. 3.12 – En noir, la déconvolution du signal du Haut par le signal du Bas ou fonction de transfert mesurée. En gris la fonction de transfert estimée. Ceci, à partir des enregistrements du séisme de Lander en 1992 dans le bâtiment "LA County Services Building" à Alhambra, Californie (cf. Chapitre 5).

La transformée en Z de la fonction de transfert d'un filtre ARMA $H_{est}(z)$ s'exprime par la relation suivante [Thomas, 1995] :

$$H_{est}(z) = \frac{b(1) + b(2)z^{-1} + \dots + b(n+1)z^{-n}}{a(1) + a(2)z^{-1} + \dots + a(m+1)z^{-m}} \quad (3.34)$$

Les constantes $b(i)$ et $a(i)$ sont respectivement les coefficients du filtre et n et m sont les nombres de coefficients du numérateur et du dénominateur. La forme factorisée de la fonction de transfert estimée devient :

$$H_{est}(z) = \alpha \frac{(z - q(1))(z - q(2)) \dots (z - q(n))}{(z - p(1))(z - p(2)) \dots (z - p(m))} \quad (3.35)$$

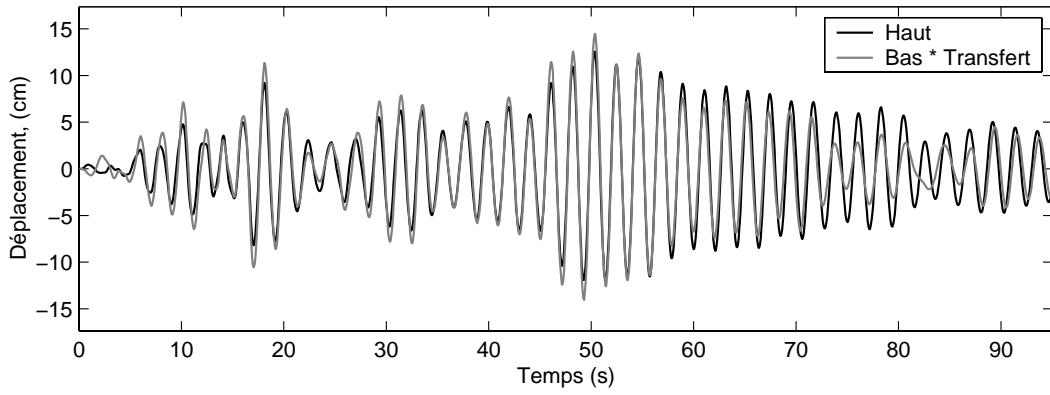


FIG. 3.13 – En noir, trace en déplacement de l'enregistrement du Haut. En gris, convolution de la fonction de transfert estimée par l'enregistrement du Bas. Ceci, à partir des enregistrements du séisme de Landers en 1992 dans le bâtiment "LA County Services Building" à Alhambra, Californie (cf. Chapitre 5).

où les zéros $q(i)$ et les pôles $p(j)$ sont les racines des polynômes du numérateur et du dénominateur de l'équation 3.34 et α une constante. En identifiant les expressions de la fonction de transfert théorique $H(z)$ et estimée $H_{est}(z)$ de l'oscillateur (Equations 3.33 et 3.35), on remarque que le nombre de zéros est 1 ($q(1) = 0$) et le nombre de pôles est 2. Ceci revient à exprimer la fonction de transfert estimée $H_{est}(z)$ du filtre par la relation suivante :

$$H_{est}(z) = \alpha \frac{z}{(z - p(1))(z - p(2))} \quad (3.36)$$

La valeur de l'amortissement ξ et de la fréquence ω_0 sont alors obtenues par identification entre les dénominateurs des fonctions de transfert théorique H_{th} et estimée H_{est} [Sebe, 2004] :

$$\begin{aligned} p_{1,2} &= e^{(-\xi\omega_0 \pm i\omega_1)T_e} \\ \Leftrightarrow |p|e^{i \text{Arg}(p)} &= e^{-\xi\omega_0 T_e} e^{\pm i\omega_0 T_e} \\ \Leftrightarrow \begin{cases} \omega_0 = \frac{\text{Arg}(p_{1,2})}{T_e} \\ \xi = \frac{\ln(|p_{1,2}|)}{\omega_0 T_e} \end{cases} \end{aligned} \quad (3.37)$$

Avec $|p|$ et $\text{Arg}(p)$ respectivement le module et l'argument du nombre complexe p .

Ainsi, en utilisant la relation (3.37), il est possible d'obtenir la fréquence et l'amortissement directement à partir de la fonction de transfert estimée H_{est} . Afin de quantifier la qualité de l'estimation des fréquences et des amortissements obtenus par cette méthode, il est calculé une "Erreur" E_{tot} qui représente l'énergie de la différence entre l'enregistrement du sommet et la convolution de l'enregistrement du bas par la fonction de transfert. Cette énergie est normalisée par l'énergie de l'enregistrement du sommet. Cette erreur est calculée dans le domaine temporel E_t et dans le domaine fréquentiel E_f . L'erreur totale E_{tot} est la somme de l'erreur en temps E_t et de l'erreur en fréquence E_f :

$$E_{tot} = E_t + E_f \quad (3.38)$$

En notant $x(t)$ la sollicitation dans le domaine temporel, $y(t)$ la réponse de la structure et $h_{est}(t)$ la réponse impulsionnelle estimée, l'erreur en temps s'exprime par :

$$E_t = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [y(i) - conv(x * h_{est})(i)]^2}{\sum_{i=1}^n y(i)^2}} \quad (3.39)$$

avec n le nombre d'échantillons de l'enregistrement.

Dans le domaine fréquentiel, nous avons choisi de calculer cette "erreur" sur un axe *log* pour donner plus de poids aux fréquences fondamentales. L'énergie calculée doit alors être pondérée par la fréquence. En notant $X(\omega)$ la sollicitation dans le domaine fréquentiel, $Y(\omega)$ la réponse de la structure et $H_{est}(\omega)$ la fonction de transfert estimée, l'erreur en fréquence s'exprime par :

$$E_f = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} \frac{[Y(i) - (X \bullet H_{est})(i)]^2}{f(i)}}{\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} \frac{[Y(i)]^2}{f(i)}}} \quad (3.40)$$

avec n le nombre d'échantillons de l'enregistrement et $f(i)$ la fréquence de l'échantillon i .

L'identification peut être réalisée sur les enregistrements en déplacement, en vitesse ou en accélération. Le choix dépend de la position relative de la fréquence dominante de la sollicitation et de la fréquence du bâtiment. La fréquence dominante de la sollicitation peut être estimée par un spectre de réponse (Figure 3.14). Si la fréquence dominante de la sollicitation est plus grande que la fréquence du bâtiment, l'identification est faite à partir des déplacements, ce qui permet de donner plus de poids aux basses fréquences. Autrement (i.e. si la fréquence dominante de la sollicitation est plus petite que la fréquence du bâtiment), l'identification est faite sur les accélérations, ce qui permet de donner plus de poids aux hautes fréquences.

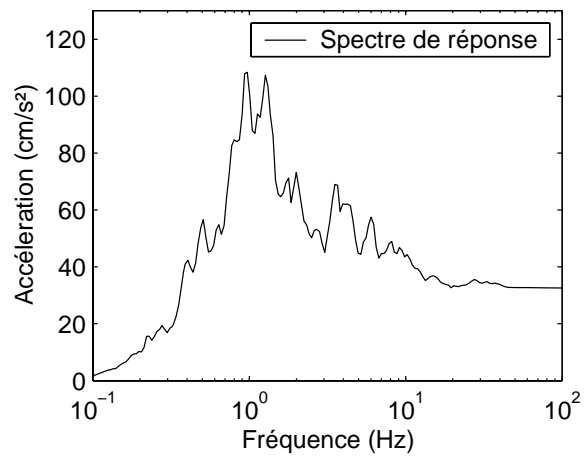


FIG. 3.14 – *Spectre de réponse pour un oscillateur avec 5 % d'amortissement calculé sur l'enregistrement du bas du séisme de Landers en 1992 dans le bâtiment "LA County Services Building" à Alhambra, Californie (cf. Chapitre 5). Le fréquence prédominante du séisme se situe à 1 Hz et la fréquence fondamentale du bâtiment étant de 0,5 Hz, l'identification est faite sur les déplacements.*

Chapitre 4

Des petites aux moyennes déformations

Sommaire

4.1	Contexte	65
4.2	Vaulx en Velin	68
4.2.1	Sollicitation harmonique	68
4.2.2	Bruit de fond	69
4.2.3	Comparaison	70
4.3	Archives départementales de La Martinique	71
4.3.1	Description de la structure	71
4.3.2	Analyse des séismes	71
4.3.3	Analyse du bruit de fond	77
4.3.4	Comparaison bruit de fond - séisme	78
4.3.5	Conclusion	79
4.4	Bâtiment de la CCI de Nice	80
4.4.1	Introduction	80
4.4.2	Description de l'expérimentation	82
4.4.3	Caractérisation de la sollicitation	88
4.4.4	Résultats	90
4.4.5	Conclusion	96

4.1 Contexte

Ce chapitre et le suivant ont pour but de répondre à la question : les observations faites à partir d'enregistrements de bruit de fond sont elles significatives et peuvent elles être extrapolées aux sollicitations de forte amplitude ? Etant donné les faibles amplitudes générées par le bruit de fond, il est légitime de se poser la question de la signification de ces observations. En effet, de par sa faible amplitude, le bruit de fond prendrait en compte la rigidité d'éléments non structuraux et donc non résistants qui ne participeraient pas à la rigidité lors de sollicitations de forte amplitude. Ceci aurait pour principale conséquence d'observer des fréquences sous bruit de fond supérieures aux fréquences sous de plus fortes amplitudes. Ce qui peut être assimilé à un effet non-linéaire.

Cependant tous les éléments non structuraux ne peuvent pas être considérés comme tel car comme l'a montré Hans [2002] de façon quantitative, il n'est pas raisonnable de prendre en compte dans la rigidité globale les éléments légers telles les cloisons de placoplâtre, les panneaux stratifiés, les plafonds suspendus, les portes, les fenêtres, ... Car d'une part leur rigidité est négligeable vis à vis d'éléments tels les voiles en béton armé et d'autre part, tous ces éléments ne sont pas liés rigidement à la structure et ne peuvent donc pas participer à la rigidité. Donc, bruit de fond ou pas, ces éléments ne peuvent pas être considérés dans le comportement dynamique des structures.

Par contre, des éléments comme les murs de remplissage en maçonnerie peuvent participer à la rigidité de la structure suivant les dispositions constructives de leurs liaisons. Par exemple, suite à un séisme il est courant d'observer des structures intactes dont les murs de maçonnerie sont détruits. Si ces murs sont détruits, c'est qu'ils ont participé à la rigidité de la structure à un moment ou à un autre et donc ont participé à dissiper de l'énergie. De plus, il est aussi courant d'observer que le comportement des poteaux est largement modifié par la présence de remplissages qui les transforment en poteaux courts et modifient le comportement global de la structure. Dans ce deuxième cas, il est donc difficile de dire que des éléments ne participant pas à la résistance, ne participent pas au comportement global de la structure.

Outre cet effet des éléments non structuraux, il existe des non linéarités traditionnelles dues aux comportements des matériaux, aux assemblages et aux effets d'interaction sol-structure qui modifient le comportement dynamique sous fortes sollicitations.

De par ces réflexions faites sur les origines possibles de non linéarités structurales ou non, il est intéressant de quantifier ce phénomène en observant comment évoluent les caractéristiques dynamiques des structures avec l'amplitude de la sollicitation. Pour répondre à cette question, nous nous proposons d'observer les caractéristiques dynamiques de bâtiments sous différents niveaux de sollicitations.

Des études similaires ont déjà été menées dans ce sens par différents auteurs :

- Boutin et al. [1999] ont comparé les fréquences d'un bâtiment en béton armé de sept étages sous différentes sollicitations. Avec des chocs, générant une accélération maximale au sommet de 10 cm/s^2 le bâtiment a une fréquence de $4,24 \text{ Hz}$. En oscillations libres générant des accélérations allant de $0,1$ à 1 cm/s^2 , le bâtiment a une fréquence de $4,21 \text{ Hz}$. Avec une sollicitation harmonique générant des accélérations de 1 cm/s^2 , la

fréquence du bâtiment est de $4,17\text{ Hz}$. Avec le bruit de fond générant des accélérations de $0,01\text{ cm/s}^2$, la fréquence du bâtiment est de $4,24\text{ Hz}$. Pour toutes ces sollicitations la plus grande différence de fréquence est inférieure à 3 %.

- De même Irie and Nakamura [2000] avec une instrumentation permanente d'un bâtiment en béton armé de cinq étages ont enregistré 152 séismes provoquant des accélérations maximales allant de $0,1$ à 100 cm/s^2 au premier étage. Les fréquences observées par des spectres de Fourier varient entre $3,9$ et $4,9\text{ Hz}$ dans le sens NS et entre $5,0$ et $6,1\text{ Hz}$ dans le sens EW. Les enregistrements de bruit de fond montrent des fréquences de $4,5\text{ Hz}$ dans le sens NS et de $5,4\text{ Hz}$ dans le sens EW. Pour le séisme qui génère les plus fortes accélérations (100 cm/s^2), les fréquences sont de $3,9\text{ Hz}$ dans le sens NS et $5,1\text{ Hz}$ dans le sens EW, et le rapport des fréquences bruit de fond et des fréquences séisme est de $1,15$ dans le sens NS et $1,06$ dans le sens EW.

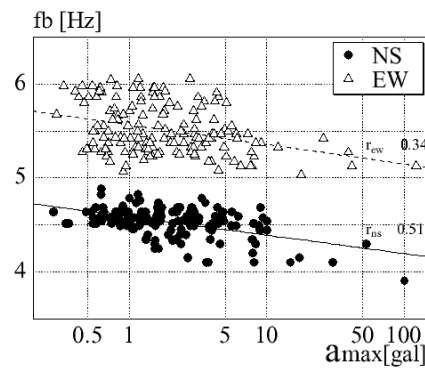


FIG. 4.1 – Fréquences (fb) d'un bâtiment obtenues à partir d'enregistrements de séismes en fonction de l'accélération maximale au premier étage du bâtiment en gal (cm/s^2) [Irie and Nakamura, 2000]

- Celebi [1998], en comparant les fréquences obtenues par l'enregistrement du séisme de Loma Prieta, Californie, du 17 octobre 1989 dans 5 bâtiments avec des PGA de $0,1\text{ g}$ à $0,21\text{ g}$ et les fréquences obtenues par des enregistrements de bruit de fond dans ces mêmes bâtiments obtient un rapport fréquences bruit fond / fréquences séisme variant entre $1,13$ et $1,47$.

Ces études montrent d'une part que le bruit de fond permet d'obtenir une évaluation de la fréquence des bâtiments dont la valeur peut être différente de celle obtenue avec des enregistrements de séismes. Et, d'autre part, que les fréquences obtenues sous bruit de fond sont plus élevées que les fréquences obtenues sous des sollicitations de plus forte amplitude, ce qui sous entend un effet non-linéaire.

Pour répondre à ces questions de façon quantitative, dans ce chapitre est étudié le comportement dynamique de bâtiments sous des sollicitations de moyenne amplitude comme la sollicitation harmonique et les séismes de faible intensité enregistrés dans un bâtiment en béton armé situé en France. Alors que dans le chapitre suivant, cette comparaison est effectuée pour des bâtiments californiens en acier et en béton armé avec des séismes de forte intensité, atteignant les niveaux d'accélération réglementaires français [PS92, 1990]. Ces différents

comportements dynamiques sont comparés à une analyse par bruit de fond, qui permet de quantifier la différence entre les caractéristiques obtenues sous bruit de fond et sous séismes.

4.2 Vaulx en Velin

Dans le cadre d'une collaboration avec l'ENTPE de Vaulx-en-Velin [Boutin et al., 1999; Hans, 2002], un bâtiment a été testé avec une excitation harmonique et des enregistrements de bruit de fond.

Le bâtiment étudié se situe sur la commune de Vaulx-en-Velin (Rhône). Ce bâtiment de 15 étages est constitué de planchers en béton armé avec un contreventement par voiles de béton armé dans les deux directions et des panneaux de façade préfabriqués [Hans, 2002]. Ses dimensions sont de 44 *m* en hauteur, de 21,3 *m* en longueur et de 13,4 *m* en largeur. Un bâtiment de 10 étages lui est accolé sur un de ses côtés (Figure 4.2).



FIG. 4.2 – *Le bâtiment de Vaulx en Velin étudié.*



FIG. 4.3 – *La machine à balourd de l'ENTPE [Boutin et al., 1999].*

4.2.1 Sollicitation harmonique

Le test par excitation harmonique a été réalisé avec un excitateur à balourds. Cet appareil produit une force harmonique unidirectionnelle par la mise en rotation de deux masses identiques, l'une tournant dans le sens inverse de l'autre (Figure 4.3). La fréquence de la force ainsi générée est celle de la rotation des masses et son amplitude est proportionnelle au carré de cette fréquence. L'effort maximal délivrable est d'environ 7000 *N*. La gamme fréquentielle de cet appareillage est comprise entre 1 et 10 *Hz* avec une précision de la fréquence de l'ordre du centième de *Hertz* [Hans, 2002]. Suite à un balayage fréquentiel de la sollicitation, les fréquences propres sont identifiées par le principe de résonance : l'amplitude des oscillations atteint un maximum lorsque la structure est excitée à une de ses fréquences propres. Lorsque la sollicitation est stoppée, la structure se trouve en oscillations libres (Figure 4.4). Fréquence et amortissement sont ensuite obtenus par la méthode du décrétement logarithmique [Clough and Penzien, 1993]. Le matériel d'enregistrement utilisé était une station d'acquisition CityShark [Chatelain et al., 2000] avec un sismomètre Lennartz 5 secondes 3 composantes (Le3D-5s).

La fréquence du premier mode transversal, ainsi obtenue, est de 1,47 *Hz* avec un amortissement de 1,6 %. L'amplitude maximum observée au sommet de la structure est de 20 *cm/s*². La machine à balourds ne générant une force que dans une unique direction sans être déplacée,

lors de ces essais, il n'a pu être testé que la direction transversale.

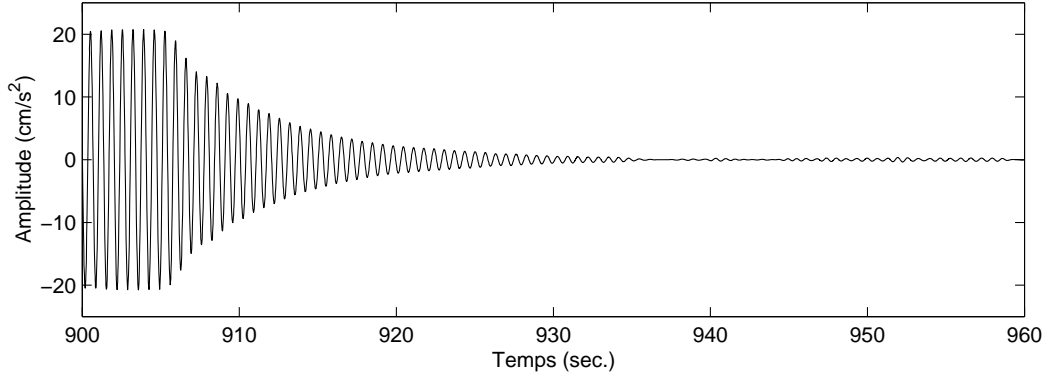


FIG. 4.4 – *Accélération enregistrée dans la direction transversale au sommet du bâtiment de Vaulx-en-Velin durant l'arrêt de la machine à balourds.*

4.2.2 Bruit de fond

Parallèlement au test avec la machine à balourds, il a été réalisé un enregistrement de bruit de fond d'une durée d'une demi heure au quinzième étage de la structure (Figure 4.5). Le matériel utilisé était une station d'acquisition CityShark [Chatelain et al., 2000] avec un sismomètre Lennartz 5 secondes 3 composantes (Le3D-5s). L'analyse de cet enregistrement avec le méthode du décrément aléatoire montre une fréquence de $2,00\text{ Hz}$ avec un amortissement de $1,8\%$ dans la direction longitudinale et une fréquence de $1,52\text{ Hz}$ avec un amortissement de $1,7\%$ dans la direction transversale (Figures 4.6 et 4.7). L'amplitude moyenne observée sur cet enregistrement est de $0,5\text{ cm/s}^2$ (Figure 4.5).

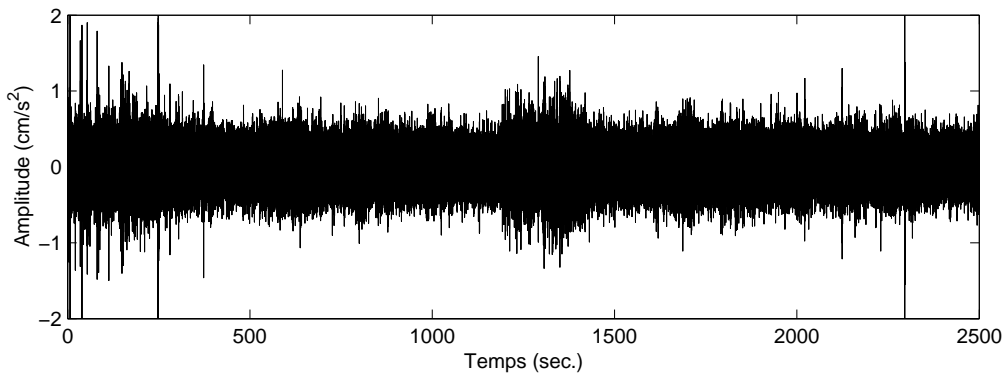


FIG. 4.5 – *Accélération enregistrée dans la direction transversale de l'enregistrement de bruit de fond au sommet du bâtiment de Vaulx-en-Velin.*

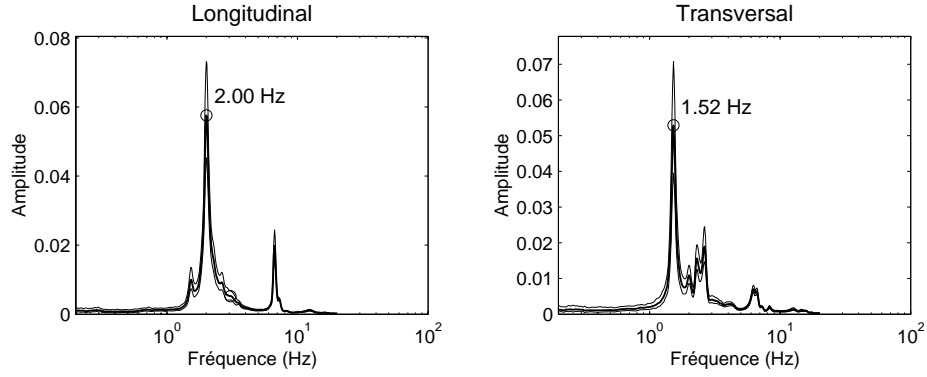


FIG. 4.6 – Spectres dans les deux directions de l'enregistrement de bruit de fond au sommet du bâtiment de Vaulx-en-Velin.

4.2.3 Comparaison

Bien que la sollicitation bruit de fond ($0,5 \text{ cm/s}^2$) soit d'un ordre de magnitude plus faible que la sollicitation harmonique (20 cm/s^2), la comparaison des fréquences montre que la fréquence obtenue sous bruit de fond est plus élevée de 3 % que la fréquence obtenue par la sollicitation harmonique. L'amortissement obtenu sous bruit de fond et l'amortissement obtenu avec la sollicitation harmonique sont identiques compte tenu des incertitudes d'estimation. La Figure 4.7 représentant la superposition des réponses en oscillations libres et de la signature du décrétement aléatoire montre un bon accord.

Cette comparaison montre, d'une part, que les caractéristiques dynamiques dérivées du bruit de fond ont une signification physique réelle. Et, d'autre part, que ces caractéristiques peuvent étre extrapolées à des sollicitations de plus forte énergie.

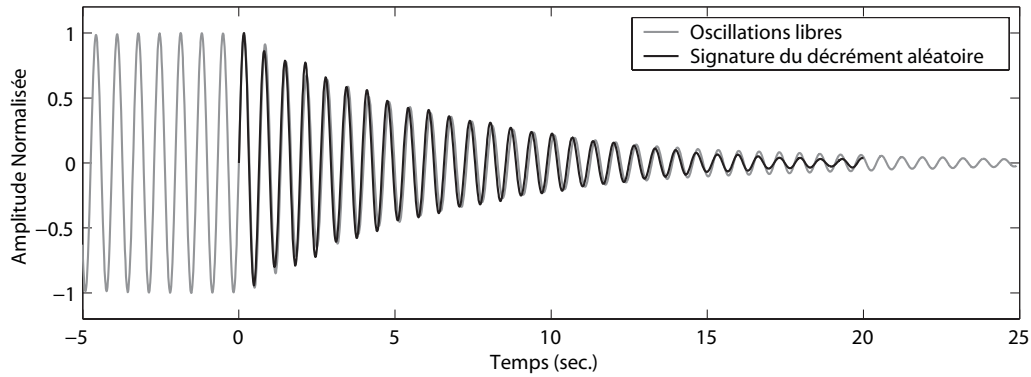


FIG. 4.7 – Comparaison de l'oscillation libre du bâtiment de Vaulx en Velin suite à l'arrêt de la machine à balourd avec la signature du décrétement aléatoire obtenu avec un enregistrement de bruit de fond dans la direction transversale.

4.3 Archives départementales de La Martinique

Les petits séismes génèrent des accélérations dans les bâtiment d'un ordre de grandeur supérieur à la sollicitation harmonique. Mais il est actuellement difficile, en France, de trouver des enregistrements de séismes dans des bâtiments : d'une part, très peu de bâtiments possèdent des dispositifs d'enregistrement permanents et, d'autre part, la faible occurrence des séismes forts ne permet pas d'obtenir suffisamment de données.

Cependant, deux bâtiments ont été équipés et ont subi des séismes non destructeurs. Le premier bâtiment a été équipé par le Conseil Général de la Martinique à Fort de France et le second de façon semi permanente par le CETE Méditerranée à Nice dans les zones parmi les plus sismiques de France. Parallèlement à ces expériences des enregistrements de bruit de fond ont été réalisés, qui nous permettent de comparer les caractéristiques dynamiques de ces bâtiments sous les deux types de sollicitation.

Cette partie montre l'analyse de séismes et d'enregistrements de bruit de fond et la comparaison menée sur le bâtiment des Archives Départementales de Fort de France et la partie suivante montre l'étude menée sur un bâtiment de Nice.

4.3.1 Description de la structure

Le bâtiment concerné par cette étude est situé à Fort-de-France et abrite les archives départementales de la Martinique. A l'initiative du Conseil Général de la Martinique, il fait l'objet depuis 1995 d'une instrumentation permanente consistant en l'installation d'un couple de stations accélérométriques à la base et au sommet de la structure.

L'élément principal de cette structure est constitué de huit étages, formés de planchers rigides en béton et de murs voiles en béton armé. Ses dimensions sont de 24 *m* dans le sens longitudinal, de 27,5 *m* dans le sens transversal et de 26 *m* de hauteur (Figure 4.8). Durant la période 1997-1998, ont été menés des travaux de renforcement et d'extension avec la réalisation de bâtiments annexes de quatre étages en béton armé accolés sur trois côtés du bâtiment principal.

4.3.2 Analyse des séismes

Deux systèmes d'acquisition sismologiques SIG SM-2 sont installés depuis 1995 au huitième étage et au sous-sol du bâtiment principal. Chaque système est couplé à un accéléromètre trois composantes SIG AC-23 de bande passante 0,2 à 50 *Hz*. Les enregistrements de une à deux minutes sont échantillonnés à 128 *Hz* pour les enregistrements d'avant 2003 et à 200 *Hz* pour les enregistrements à partir de 2003.

La station installée au huitième étage a enregistré 24 séismes exploitables entre les années 1995 et 2003 (voir l'exemple du séisme du 27 mars 1995 de la Figure 4.10a). La station du sous-sol n'a pas enregistré de séismes exploitables avant 2003 car d'une part, les faibles niveaux d'accélération n'ont pas déclenché les enregistrements et d'autre part, la faible résolution de



FIG. 4.8 – Le bâtiment des Archives Départementales de la Martinique, constitué de l'élément central de huit étages et des bâtiments annexes de quatre étages.

la numérisation : $2/10^{\text{ème}}$ de cm/s^2 , ne permet pas d'exploiter les séismes dont le PGA est de cet ordre de grandeur (Figure 4.10b).

Les enregistrements de ces séismes (Figures A.1 à A.24) ont été obtenus par l'intermédiaire du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) français qui centralise et diffuse les données acquises par ses réseaux et ceux des organismes associés [Cotton and Hatzfeld, 2002] (<http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr/>).

Les séismes enregistrés ont, pour la plupart, été localisés et étudiés par l'Observatoire de la Montagne Pelée (OVMP) ou l'Observatoire de la Soufrière de Guadeloupe (OVSG) et leurs caractéristiques sont listées dans le Tableau 4.1. Ces séismes sont localisés dans la zone de subduction des Antilles (Figure 4.9). Certains de ces enregistrements n'ont pas été renseignés par ces observatoires, mais comme ils possèdent les caractéristiques de séismes, il nous a semblé intéressant de les intégrer à cette étude (Figures A.1 à A.24).

Le bâtiment ayant subi des travaux entre les années 1997 et 1999, les enregistrements ont été interrompus durant cette période. De fait, l'absence de séismes durant cette période n'est pas due à une plus faible activité sismique. Le bâtiment ne peut pas être considéré comme similaire d'un point de vue structural avant et après les travaux. Il a donc été considéré deux périodes dans la suite de cette étude : de 1995 à 1996 : avant les travaux et de 2000 à 2003 : après les travaux.

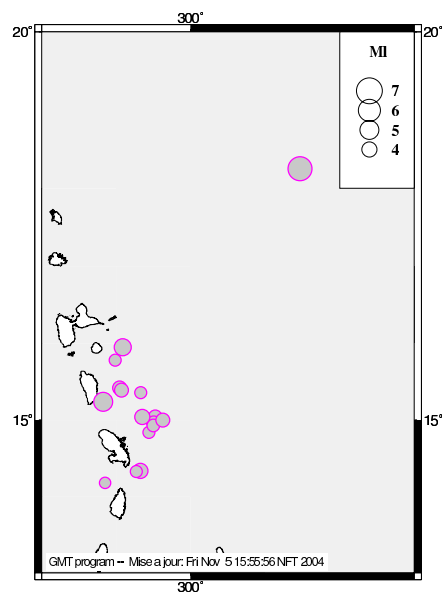


FIG. 4.9 – Carte de localisation des séismes étudiés. (Figure RAP)

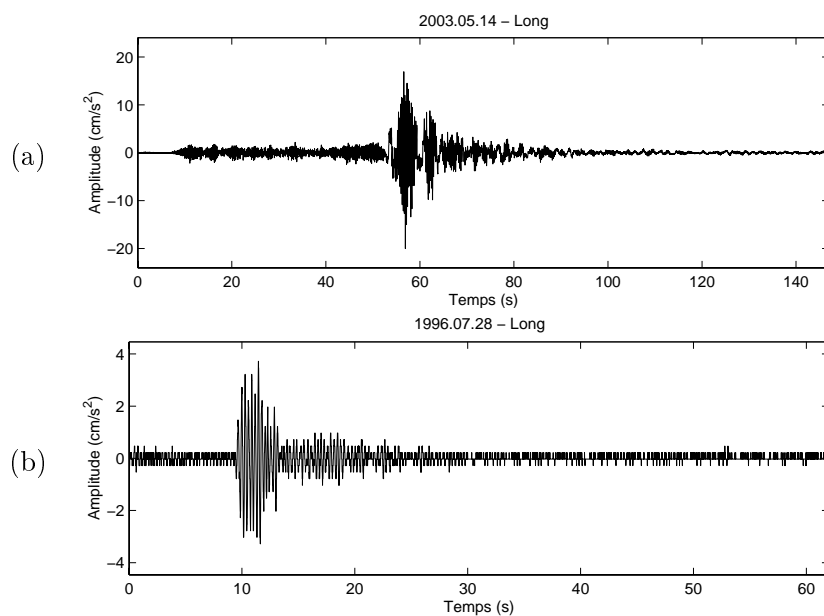


FIG. 4.10 – Traces en accélération de séismes enregistrés au sommet du bâtiment dans la direction longitudinale : (a) séisme du 14 mai 2003; (b) séisme du 28 juillet 1996. On peut remarquer avec l'enregistrement de séisme du 28 juillet 1996 que la résolution de la numérisation est faible. Ce qui fait que seuls les séismes dont l'amplitude dépasse $2/10^{\text{ème}}$ de cm/s^2 peuvent être enregistrés.

Date		Localisation		Dist.	Prof.	Mag.	Acc. max	Organisme de localisation
année/mois/jour	heure :min :sec	Lat.	Long.	épic. (km)	(km)	(Ml)	sommet (cm/s ²)	
1995/03/07							13,2	
1995/03/31							5,0	
1995/12/29							6,0	
1996/01/01							3,5	
1996/02/28							3,2	
1996/07/28	16 :20 :58	15,044	-60,476	78	29,8	3,6	3,7	OVMP
1996/08/18	23 :42 :26	14,338	-60,673	60	80,9	4,0	7,0	OVMP
1996/09/24	11 :42 :20	15,239	-61,173	63	138,9	5,1	7,0	OVMP
2000/10/10							12,5	
2000/11/17							4,5	
2000/12/30	15 :31 :40	14,963	-60,498	71	44,0	3,7	11,0	OVMP
2001/01/05	08 :06 :48	15,947	-60,911	142	20,0	4,6	4,8	OVMP
2001/04/05							12,2	
2001/10/31	03 :26 :47	14,840	-60,560	61	42,6	3,3	3,2	OVMP
2002/01/30	14 :50 :52	15,418	-60,953	83	113,1	3,9	4,8	OVMP
2002/03/11	22 :45 :52	15,781	-61,012	122	75,5	3,2	2,4	OVMP
2002/07/16	15 :15 :23	14,930	-60,500	70	45,0	3,3	6,5	OVMP
2002/08/03	11 :26 :25	15,002	-60,376	86	32,6	3,7	6,0	OVMP
2002/12/21	18 :35 :30	15,040	-60,650	62	63,0	4,1	12,7	OVMP
2003/05/14	06 :03 :37	18,254	-58,531	480	48,0	6,4	20,0	OVMP
2003/05/16	12 :35 :04	15,390	-60,931	81	100,0	3,7	1,5	OVSG
2003/05/29	03 :19 :22	14,330	-60,730	56	108,0	3,2	4,6	OVMP
2003/07/28	14 :43 :07	14,180	-61,150	57	18,0	3,0	3,9	OVMP
2003/12/06	00 :36 :21	15,360	-60,672	88	6,8	3,2	1,9	OVMP

TAB. 4.1 – *Caractéristiques des séismes enregistrés au sommet du bâtiment. Ces séismes ont été localisés et renseignés par deux organismes : OVMP (Observatoire de la Montagne Pelée) et OVSG (Observatoire de la Soufrière de Guadeloupe). Certains enregistrements n'ont pas été renseignés par ces organismes, mais comme ils possèdent les caractéristiques de séismes nous les avons étudiés.*

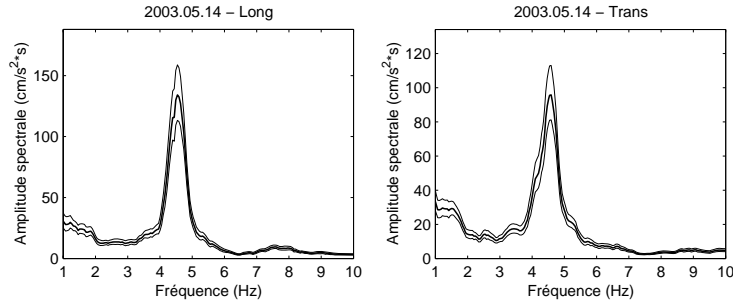


FIG. 4.11 – *Spectres de Fourier des enregistrements du haut du bâtiment pour le séisme du 14 mai 2003 dans les directions longitudinales et transversales.*

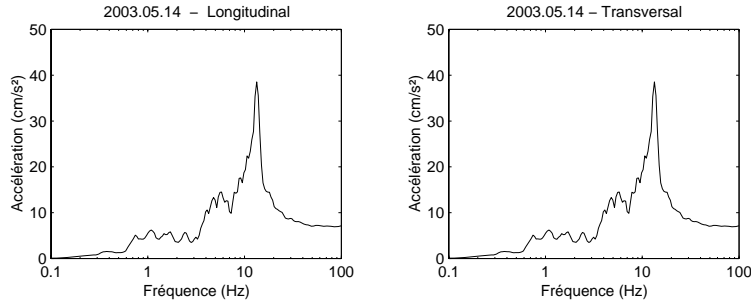


FIG. 4.12 – *Spectres de réponse des enregistrements du bas du bâtiment pour le séisme du 14 mai 2003 pour un amortissement de 5 % dans les directions longitudinales et transversales.*

Comme les enregistrements à la base ne sont disponibles que pour sept événements et que l'estimation de fonctions de transfert nécessitant les enregistrements au sommet et à la base du bâtiment, la fonction de transfert n'a pu être calculée pour l'ensemble des séismes. Afin de traiter l'ensemble des séismes, l'analyse a consisté à calculer les spectres de Fourier des enregistrements au sommet du bâtiment (voir exemple de la Figure 4.11, ou tous les spectres calculés des Figures A.1 à A.24). Cette technique introduit une erreur du fait que la réponse au sommet du bâtiment est entachée de la sollicitation. Cependant, comme les séismes utilisés dans cette étude sont des séismes locaux (Figure 4.9), ils ont un contenu spectral haute fréquence (Figure 4.12) qui interfère peu avec les fréquences du bâtiment. Cette technique ne permet pas d'estimer les amortissements. Les spectres ont été estimés comme la moyenne de spectres calculés sur des fenêtres temporelles de cinq secondes se recouvrant de moitié et apodisées par des fenêtres de Hanning. Les fréquences fondamentales de chaque spectre ont été estimées comme étant les fréquences des pics présentant le niveau d'amplitude spectrale maximale. Puis, pour un enregistrement, la fréquence fondamentale est estimée comme la moyenne des fréquences fondamentales de chaque spectre de l'enregistrement. De cette façon, il est possible d'obtenir une estimation de l'erreur de la fréquence en calculant l'écart type (σ) de ces fréquences.

Lors d'un événement sismique, l'amplitude de la sollicitation varie au cours du temps en passant du niveau de bruit ambiant jusqu'au pic d'accélération maximum. Il est donc possible que la fréquence évolue au cours du temps. En estimant la fréquence du bâtiment sur chacune des fenêtres de 5 secondes mentionnées ci-dessus, il est possible de visualiser ces variations de fréquences (Figure 4.13). Cependant étant donné le faible niveau d'intensité de ces séismes, aucune variation de fréquence n'est visible compte tenu des erreurs d'estimation des fréquences.

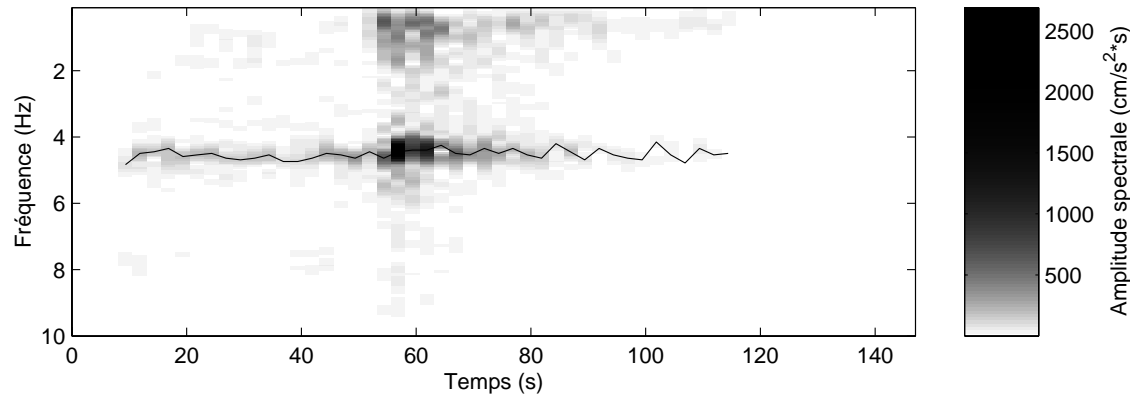


FIG. 4.13 – Spectrogramme de l'enregistrement du séisme du 14 mai 2003. En ordonnée, les fréquences de chaque spectre, en abscisse, les positions en temps des spectres. L'échelle de couleur est proportionnelle à l'amplitude des spectres. Le trait noir relie les maximums d'amplitude des spectres. Cette figure permet de visualiser comment évolue la fréquence au cours du séisme. Etant données les variations de fréquence observées en dehors du maximum d'intensité du séisme, il n'est pas possible de conclure à une variation de fréquence due à l'augmentation de l'intensité.

Les fréquences ainsi estimées pour chaque séisme dans les deux directions sont listées dans le Tableau 4.2. Pour la période 1995-1996, les fréquences dans la direction longitudinale va-

rient entre 3,40 et 3,69 Hz et les fréquences dans la direction transversale varient entre 3,26 et 3,71 Hz , soit des variations inférieures à 12 % (Figure 4.14). Pour la période 2000-2003, les fréquences dans la direction longitudinale varient entre 4,42 et 4,66 Hz et les fréquences dans la direction transversale varient entre 4,50 et 4,78 Hz , soit des variations inférieures à 6 % (Figure 4.14).

Date du séisme Année/Mois/Jour	Direction Longitudinale Accélération max. (cm/s^2)	Fréquence (Hz)	Direction Transversale Accélération max. (cm/s^2)	Fréquence (Hz)
1995/03/07	13,2	3,69 $\sigma=0,41$	9,8	3,71 $\sigma=0,44$
1995/03/31	5,0	3,65 $\sigma=0,46$	2,8	3,56 $\sigma=0,38$
1995/12/29	6,0	3,49 $\sigma=0,20$	4,5	3,37 $\sigma=0,16$
1996/01/01	3,5	3,47 $\sigma=0,10$	2,8	3,41 $\sigma=0,11$
1996/02/28	3,2	3,50 $\sigma=0,29$	2,3	3,58 $\sigma=0,46$
1996/07/28	3,7	3,40 $\sigma=0,10$	2,5	3,26 $\sigma=0,17$
1996/08/18	7,0	3,46 $\sigma=0,07$	3,6	3,41 $\sigma=0,10$
1996/09/24	7,0	3,43 $\sigma=0,22$	4,1	3,34 $\sigma=0,12$
2000/10/10	12,5	4,57 $\sigma=0,08$	9,2	4,63 $\sigma=0,05$
2000/11/17	4,5	4,53 $\sigma=0,26$	4,3	4,64 $\sigma=0,14$
2000/12/30	11,0	4,59 $\sigma=0,24$	6,5	4,61 $\sigma=0,18$
2001/01/05	4,8	4,59 $\sigma=0,10$	4,3	4,63 $\sigma=0,14$
2001/04/05	12,2	4,61 $\sigma=0,22$	8,8	4,53 $\sigma=0,22$
2001/10/31	3,2	4,66 $\sigma=0,11$	2,0	4,78 $\sigma=0,11$
2002/01/30	4,8	4,50 $\sigma=0,18$	2,2	4,61 $\sigma=0,19$
2002/03/11	2,4	4,56 $\sigma=0,19$	1,5	4,45 $\sigma=0,11$
2002/07/16	6,5	4,53 $\sigma=0,15$	3,5	4,58 $\sigma=0,10$
2002/08/03	6,0	4,55 $\sigma=0,09$	3,7	4,77 $\sigma=0,19$
2002/12/21	12,7	4,42 $\sigma=0,36$	9,8	4,50 $\sigma=0,25$
2003/05/14	20,0	4,53 $\sigma=0,15$	17,6	4,51 $\sigma=0,19$
2003/05/16	1,5	4,60 $\sigma=0,11$	0,5	4,51 $\sigma=0,25$
2003/05/29	4,6	4,54 $\sigma=0,24$	3,8	4,63 $\sigma=0,21$
2003/07/28	3,9	4,65 $\sigma=0,13$	3,0	4,64 $\sigma=0,11$
2003/12/06	1,6	4,58 $\sigma=0,34$	1,9	4,72 $\sigma=0,12$

TAB. 4.2 – *Accélérations maximales au sommet du bâtiment et fréquences modales obtenues à partir des enregistrements de séismes.*

Ces séismes ont provoqué au sommet de la structure des accélérations maximales comprises entre 1 et 20 cm/s^2 (Tableau 4.2). L'absence de variation de fréquence avec l'accélération maximale (Figure 4.14), permet de supposer un comportement linéaire de la structure au moins jusqu'à 20 cm/s^2 , et ce pour les deux états de la structure.

Comme les variations de fréquences sont faibles ($< 12\%$) entre les différents séismes, une moyenne des fréquences sur tous les séismes pour chaque direction et chaque période a été calculée.

Lors de la période 1995-1996, les moyennes des fréquences sont :

- 3,51 Hz ($\sigma=0,10$) dans la direction longitudinale ;
- 3,45 Hz ($\sigma=0,15$) dans la direction transversale.

Lors de la période 2000-2003, les moyennes des fréquences sont :

- 4,56 Hz ($\sigma=0,06$) dans la direction longitudinale ;
- 4,60 Hz ($\sigma=0,09$) dans la direction transversale.

Quelle que soit la période d'enregistrement, les fréquences sont similaires dans les deux directions longitudinales et transversales. A ce niveau d'étude, il n'est pas possible de connaître précisément la signification de cette similitude. Elle peut néanmoins s'expliquer de trois façons :

- la direction du mode repéré est une combinaison des directions principales horizontales des capteurs ;

- le mode correspond à un mode de torsion ;
- les fréquences des modes dans les deux directions sont proches.

Toutefois, une instrumentation plus complète permettrait de vérifier la validité de ces hypothèses.

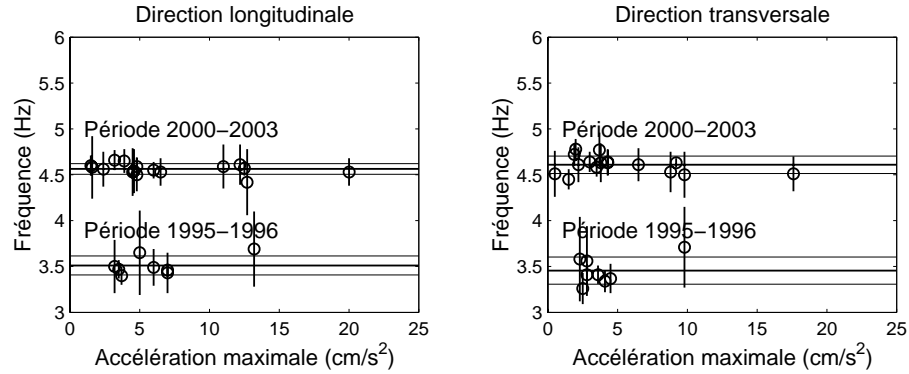


FIG. 4.14 – Fréquences modales estimées avec les enregistrements de séismes en fonction des accélérations maximales au sommet du bâtiment. Les cercles pointent les fréquences estimées pour chaque séisme. Les barres verticales représentent l'écart type associé à chaque fréquence estimée. Les traits horizontaux représentent les moyennes et écarts types de l'ensemble des fréquences pour chaque période d'enregistrement et chaque direction.

On peut observer que, entre les deux périodes 1995-1996 et 2000-2003, les fréquences modales augmentent de 30 % dans les deux directions. Entre ces deux périodes, il a été réalisé les travaux de réhabilitation dans la structure. Ces travaux, ayant consisté en des renforcements et l'extension du bâtiment par l'ajout de bâtiments annexes accolés au bâtiment principal, ont rigidifié la structure. Il est alors possible de relier cet apport de rigidité à l'augmentation des fréquences observée.

4.3.3 Analyse du bruit de fond

L'enregistrement de bruit de fond a été réalisé le 29 mai 2002 avec une station d'enregistrement GéoSIG GSR-24, équipée d'un sismomètre Lennartz 1 secondes 3 composantes (Le3D-1s). La durée de l'enregistrement est 30 minutes à une fréquence d'échantillonnage de 200 Hz. Le sismomètre était disposé au huitième étage (Figure 4.15) à côté de l'accéléromètre permanent.

De la même façon que pour les séismes, les spectres des enregistrements de bruit de fond au sommet du bâtiment ont été calculés. Les valeurs des fréquences modales identifiées sont :

- 4,63 Hz ($\sigma=0,04$) dans la direction longitudinale ;
- 4,60 Hz ($\sigma=0,17$) dans la direction transversale.

Le large écart type dans l'estimation de la fréquence transversale et la forme élargie du pic sur le spectre (Figure 4.15) laissent penser à deux fréquences rapprochées ou à un effet de la composante longitudinale sur la composante transversale. Ce qui permettrait de confirmer la troisième hypothèse à propos de la similitude des fréquences observée avec les séismes :

fréquences similaires dans les deux directions. Les accélérations moyennes observées sur ces enregistrements de bruit de fond sont de l'ordre de $0,1 \text{ cm/s}^2$.

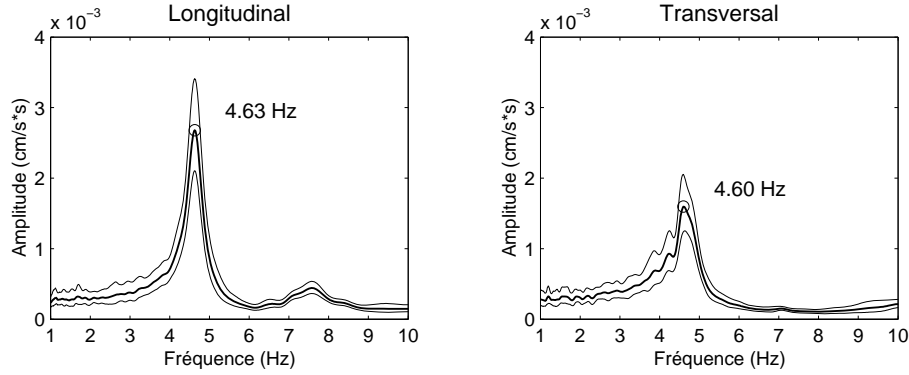


FIG. 4.15 – Spectres dans les directions longitudinales et transversales de l'enregistrement de bruit de fond au sommet du bâtiment.

4.3.4 Comparaison bruit de fond - séisme

Nous avons comparé les fréquences obtenues à partir des enregistrements de bruit de fond et les fréquences obtenues à partir des enregistrements de séismes pour la période 2000-2003. Nous observons qu'en passant d'une sollicitation qui crée des accélérations au sommet du bâtiment de $0,1 \text{ cm/s}^2$ pour le bruit de fond, à 20 cm/s^2 pour les séismes, les fréquences observées diminuent de moins de 2 % (Tableau 4.3). Soit de l'ordre de grandeur des erreurs commises sur l'estimation des fréquences. Ces observations ne permettent donc pas de montrer une diminution de fréquence due à l'augmentation du niveau de sollicitation, au moins pour des sollicitations sismiques inférieures à 20 cm/s^2 .

	Fréquence du premier mode (Hz)		Accélération max au sommet (cm/s^2)
	Longitudinale	Transversale	
Séismes	4,56 $\sigma=0,06$	4,60 $\sigma=0,09$	20
Bruit de fond	4,63 $\sigma=0,04$	4,60 $\sigma=0,17$	0,1
Différence relative	2 %	0 %	

TAB. 4.3 – Comparaison des fréquences obtenues par l'utilisation du bruit de fond et des séismes (période 2000-2003) au sommet de la structure.

4.3.5 Conclusion

L'analyse de 24 enregistrements de séismes au sommet du bâtiment en béton armé de huit étages des Archives Départementales de Fort de France a permis d'estimer ses fréquences dans les deux directions pour chacun de ces séismes. Parallèlement un enregistrement de bruit de fond réalisé au sommet de ce bâtiment a aussi permis d'estimer ses fréquences.

Une augmentation des fréquences de 30 % est observée entre 1996 et 2000 qui est attribuée à l'apport de rigidité par les travaux de réhabilitation effectués durant cette période. Cette observation permet ainsi de quantifier la variation de rigidité de l'ouvrage, information importante pour son analyse dynamique et de vulnérabilité, et permettant de contrôler l'efficacité des renforcements réalisés.

Cette étude montre que les fréquences de ce bâtiment obtenues par des enregistrements de séismes et par des enregistrements de bruit de fond sont identiques. En effet, en passant d'une accélération maximale au sommet du bâtiment de $0,1 \text{ cm/s}^2$ pour le bruit de fond à 20 cm/s^2 pour des séismes, la variation des fréquences du bâtiment est inférieure aux erreurs d'estimation des fréquences. Ceci montre que pour cette plage d'accélération, (1) les fréquences obtenues sous bruit de fond peuvent être extrapolées aux fréquences sous séisme et (2) le comportement des bâtiments est linéaire.

4.4 Bâtiment de la CCI de Nice

Comparaison des fréquences obtenues par enregistrements de bruit de fond et enregistrements de séisme sur un bâtiment de Nice

François DUNAND - Philippe GUEGUEN - Anne-Marie DUVAL - Pierre-Yves BARD -
Sylvain VIDAL

Papier en préparation pour être soumis dans la Revue française de génie civil

4.4.1 Introduction

L'évaluation du comportement dynamique des structures est essentiel, que ce soit pour (1) identifier les paramètres dynamiques du domaine élastique, pour permettre en particulier aux ingénieurs "structure" de caler leurs modèles dynamiques [Volant et al., 2002] ; (2) assurer une veille du vieillissement des structures [Crémona, 2004] ; (3) connaître la détérioration des éléments constructifs lorsque la structure a été endommagée par un séisme [Dunand et al., 2004b] ; ou (4), tout simplement, évaluer les fréquences et les amortissements dans le cadre de l'évaluation de la limite élastique au-delà de laquelle la structure commencerait à s'endommager et donc à subir des déformations non linéaires [Hans, 2002].

Pour connaître le comportement dynamique des structures de génie civil, il existe plusieurs méthodes. Par exemple, Boutin et al. [1999] et Hans [2002] ont testé sur plusieurs bâtiments de l'agglomération lyonnaise différentes sources d'excitation actives ou passives. Les différents types de sollicitations actives permettant d'estimer le comportement des structures peuvent être :

- Mesures avec un excitateur harmonique :

Le principe de cet essai consiste à mettre la structure en vibration au moyen d'un dispositif mécanique capable de générer une force sinusoïdale à une fréquence donnée. Il faut alors réaliser un balayage des fréquences pour connaître la réponse de la structure.

- Mesures sous lâchers :

Ces essais consistent à appliquer un effort statique sur la structure par l'intermédiaire d'un câble tendu, puis à observer la réponse en oscillation libre après avoir brusquement relâché la tension [Luong et al., 1992 ; Guéguen et al., 2000].

- Mesures sous chocs :

Le principe consiste à appliquer un impact au sommet de la structure à l'aide du bras d'une pelle mécanique de démolition par exemple. L'impulsion donnée est très brève et la structure entre en vibrations libres.

Ces dispositifs de sollicitations actives ont l'avantage de permettre le contrôle de l'énergie appliquée à la structure. Leurs inconvénients majeurs sont le coût et les contraintes instrumentales qu'imposent leur utilisation, et parfois aussi l'endommagement résultant de ces expérimentations. Ces techniques peuvent ainsi se justifier pour une analyse structurale particulière, appliquée à un seul bâtiment, mais il semble difficilement envisageable de reproduire ces expérimentations à un groupe de plusieurs bâtiments. Une alternative consiste à utiliser des sollicitations passives, c'est à dire qui ne sont pas générées volontairement comme par exemple les séismes ou le vent. Cependant, ce type de sollicitation demande d'attendre les conditions idéales pour effectuer la mesure. Une autre sollicitation passive utilisant les vibrations ambiantes (ou bruit de fond) permet de s'affranchir de tous ces inconvénients.

En effet, il existe un bruit de fond mécanique permanent de faible amplitude qui sollicite les structures. Malgré sa faible amplitude, il est possible, avec des outils adaptés, de mesurer la réponse des bâtiments à cette sollicitation et d'en déduire leurs caractéristiques dynamiques dans le domaine des très petites déformations [Boutin et al., 1999; Farsi and Bard, 2004; Crémone, 2004]. Ainsi tous les inconvénients dus à la mise en place de systèmes mécaniques pour produire une sollicitation, ou à l'attente d'un événement sont évités. L'essai consiste à disposer des capteurs (sismomètres) sur la structure et à enregistrer suffisamment longtemps (moins d'une demie heure) la réponse de la structure soumise au bruit de fond. Du fait de cette simplicité, il est alors possible d'analyser rapidement et sans contraintes expérimentales excessives des structures en service.

Dans un objectif de validation et de compréhension du comportement dynamique des structures par mesures de bruit de fond, cet article présente une comparaison des caractéristiques dynamiques d'un bâtiment obtenues à partir d'enregistrements de séismes et à partir d'enregistrements de bruit de fond. En raison de la faible amplitude du bruit de fond (accélération maximum au bas du bâtiment (i.e. PGA) de 10^{-7} à $10^{-5} g$), il n'est pas évident que les caractéristiques dynamiques déduites de ces enregistrements soient identiques à celles déduites d'enregistrements de séismes. Ces derniers peuvent produire des accélérations supérieures (PGA de $0,25 g$ pour l'accélération réglementaire française des zones II (Nice) [PS92, 1990]) et on peut s'attendre à des effets non-linéaires, c'est-à-dire à l'évolution du comportement des matériaux et surtout des assemblages et des liaisons avec l'augmentation de la sollicitation [Hans, 2002].

Des différences ont en effet déjà été observées sur des bâtiments californiens [Celebi and Safak, 1991; Celebi, 1993a,b, 1998] lors de forts séismes. Plus récemment, cette évolution a pu être quantifiée pour des séismes de forte intensité dans des bâtiments californiens [Dunand et al., 2004c,a]. Cependant, comme les instrumentations accélérométriques installées dans les structures de Californie (ou d'autres pays à forte sismicité comme Taïwan ou le Japon) ont comme objectif principal l'observation de séismes forts (eg. $PGA \geq 10^{-2} g$), cette comparaison ne peut pas être réalisée pour des séismes de faible intensité, plus caractéristiques du contexte sismique français [AFPS, 1996]. Dans le cadre d'études spécifiques à la France, il peut être envisagé d'utiliser des données de mouvements forts provenant de ces pays pour comprendre comment réagiraient les structures en cas de séismes forts en France. Mais il existe alors une incertitude sur le comportement des structures sous sollicitations plus modérées et surtout un manque de connaissance sur le comportement des structures réalisées selon des dispositions constructives françaises.

Une précédente étude de ce type [Dunand et al., 2003b] a déjà été réalisée sur un bâtiment antillais (Archive départementale de Martinique) réalisé suivant les dispositions constructives françaises. La variation des paramètres dynamiques sous la sollicitation bruit de fond ($10^{-4} g$ au sommet du bâtiment) et sous séismes (accélération maximale testée $10^{-2} g$ au sommet du bâtiment) montre que la fréquence de vibration change de moins de 2 %, ce qui reste négligeable. Il apparait donc intéressant de tester cette stabilité sur des constructions typiques de France métropolitaine qui, selon les règles de construction en vigueur en France [PS92, 1990], contiennent moins d'acier d'armature et sont donc moins ductiles.

Durant l'année 2003 un bâtiment en béton armé situé à Nice a été instrumenté de façon semi-permanente avec des capteurs vélocimétriques (sismomètres). Cette opération originale en France métropolitaine avait pour objectif la mesure des caractéristiques de la structure soumise à des séismes et de les comparer à celles déduites du bruit de fond. Au total, au cours de cette instrumentation, huit événements sismiques générant des intensités modérées (PGA comprise entre 10^{-4} et $10^{-3} g$) ont été enregistrés. Ces intensités sont en tout cas plus faibles que celles pouvant être acquises et utilisées dans des régions à plus forte sismicité comme la Californie.

Après la description de la structure et de son instrumentation, les procédures d'analyse des enregistrements de bruit de fond et de séismes seront présentées. Les caractéristiques dynamiques de la structure déduites des enregistrements seront ensuite discutées, en s'attachant à analyser les variations éventuelles observées selon le niveau de la sollicitation.

4.4.2 Description de l'expérimentation

La structure

La région niçoise fait partie des plus sismiques de France métropolitaine. Depuis une vingtaine d'années, cette ville est le centre d'une opération pilote sur la définition et la caractérisation de l'aléa et de la vulnérabilité sismique [Ménérout et al., 2000; RISK-UE, 2004]. Cette opération a ainsi permis de définir plusieurs scénarios (Figure 4.16). Un premier lié à l'activité sismique du golfe de Gênes considère un séisme de magnitude 6,3 à 30 *Km* au sud de Nice. Un deuxième scénario correspond à un séisme de magnitude 5,7 situé à Bouyon 17 *Km* au nord de Nice. D'autre part, de nombreuses études ont été engagées pour analyser les effets de site sur l'agglomération niçoise [Ménérout et al., 2000; RISK-UE, 2004]. Au final, un microzonage sismique détaillé a été proposé, mettant en évidence deux zones à forte amplification qui correspondent aux dépôts fluviaux du Var et du Paillon (Figure 4.16). C'est dans ce contexte qu'un bâtiment situé à Nice a été sélectionné pour cette étude, afin de s'assurer qu'un bon jeu de données soit disponible à la fin de l'expérience et que le mouvement au niveau du sol soit amplifié, nous assurant des niveaux de sollicitation aussi élevés que possible.

Le bâtiment concerné par cette étude est situé dans la zone de l'aéroport (rue Costes et Bellondes) (Figure 4.17). A usage d'habitation, il se trouve à l'extrémité de la vallée du Var, un fleuve qui au cours du temps a déposé des sédiments fluviaux importants ($> 80 m$). Cette zone a été identifiée comme étant caractérisée par des effets de site importants pouvant amplifier le mouvement sismique d'un facteur 5 dans une gamme de fréquence autour de 2 *Hz* [Ménérout et al., 2000]. Constitué de neuf étages, il possède des planchers rigides en béton armé et une toiture terrasse au sommet, également en béton armé (Figure 4.17). Les éléments verticaux assurant le contreventement sont composés de voiles de cisaillement. Deux cages d'escalier situées en travée participent également au contreventement horizontal. Les façades longitudinales sont composées d'éléments préfabriqués en béton armé. Les dimensions de la structure sont 22 *m* dans le sens longitudinal et 16 *m* dans le sens transversal. Sa direction longitudinale est orientée $N 55^\circ$.

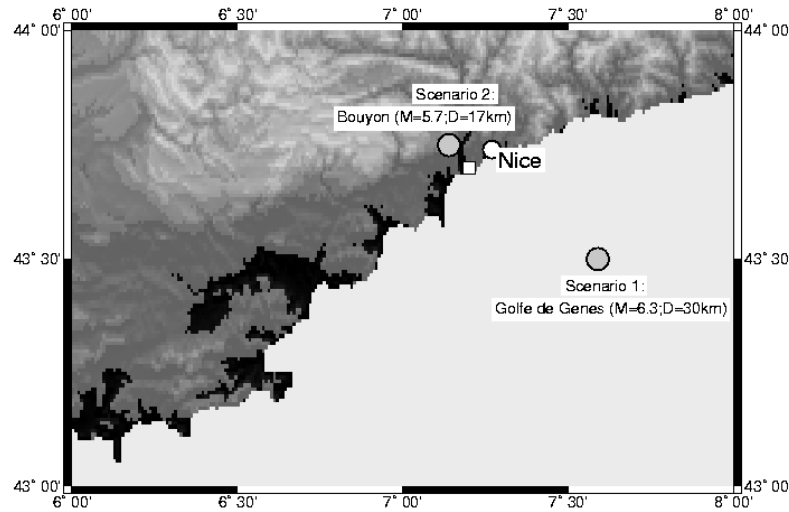


FIG. 4.16 – Localisation des deux séismes des scénarios sismiques sur Nice (cercles gris) et localisation du bâtiment étudié (carré blanc).

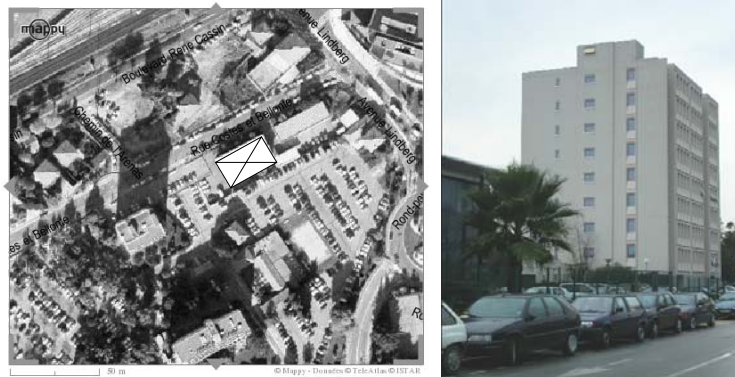


FIG. 4.17 – Plan de situation et vue de la façade Ouest du bâtiment. (Fond de carte mappy.fr)

Instrumentation

Pendant un an, une instrumentation semi-permanente a été installée dans la structure. Le dispositif a été choisi selon les recommandations de Celebi [2004] largement appliquées aux Etats-Unis. Ce schéma fut décidé de façon à non seulement comparer le fonctionnement de la structure sous séisme et sous bruit de fond, mais aussi analyser le mouvement entre le haut et le bas de la structure et ses différents modes de vibration.

Six capteurs ont été disposés dans le bâtiment : trois sur la terrasse dans les coins Nord-ouest, Sud-ouest et Sud-est et trois au rez de chaussée à l'aplomb de ceux en élévation (Figure 4.18). Les capteurs de la terrasse sont installés sur le système d'étanchéité et sous les granulats de protection de l'étanchéité (Figure 4.19). Les capteurs du rez de chaussée sont fixés sur des consoles métalliques qui sont elles-mêmes fixées au murs (Figure 4.20). Un capteur dit en "champ libre" a été disposé à la base d'un bâtiment d'un étage situé à 210 m du coin Sud-est, dans la direction $N 60^\circ$. Pour chaque capteur, la voie Nord/Sud est orientée suivant la direc-

tion longitudinale du bâtiment ($N 55^\circ$) et la voie Est/Ouest suivant la direction transversale ($N 145^\circ$).

Les capteurs sont des vélocimètres Lennartz 5 secondes 3 composantes (Le3D-5s). Le système d'acquisition est composé de sept stations Hator pouvant enregistrer trois voies chacune. Chaque station est équipée d'un capteur GPS assurant la base de temps des enregistrements. L'acquisition continue est assurée à une fréquence de 100 Hz , le stockage s'effectuant par fenêtres de deux minutes.

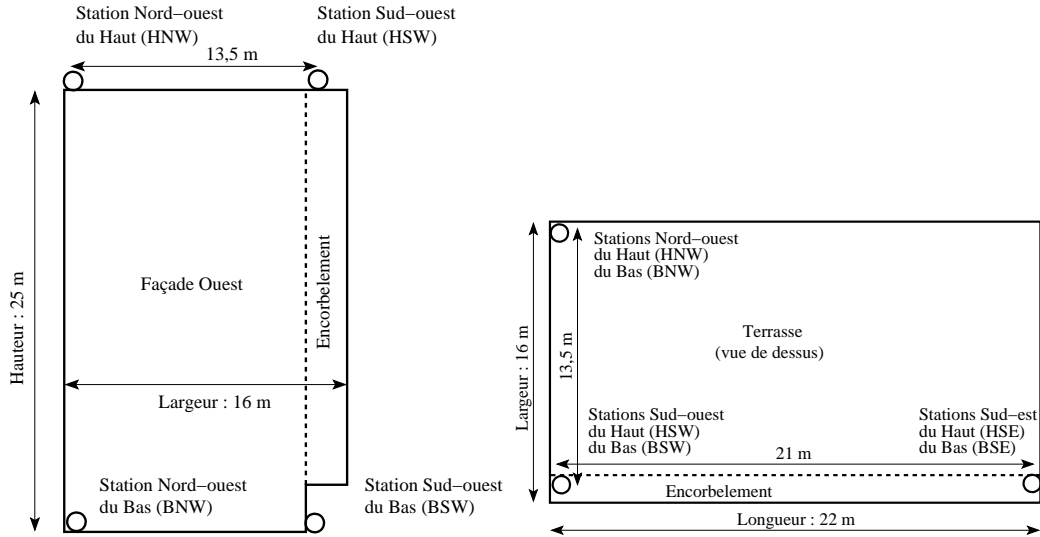


FIG. 4.18 – Schéma d'implantation des capteurs.



FIG. 4.19 – Vue d'un capteur installé en haut du bâtiment, posé sur le système d'étanchéité.



FIG. 4.20 – Vue d'un capteur installé à la base du bâtiment et fixé sur une console métallique.

Evénements sismiques

Au cours de cette expérimentation, huit séismes ont été enregistrés par le dispositif (Tableau 4.4). Les caractéristiques de ces séismes ont été obtenues par l'intermédiaire du Réseau Accélérométrique Français (RAP) (<http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr/>). Parmi ces séismes, on compte deux séismes locaux (05252303 et 09011928) provenant de la région de Modane et de Saint Sauveur dans le sud-est de la France. De faible magnitude, ils sont caractéristiques de

Nom	Date <i>UTC</i>	Heure <i>UTC</i>	Mag.	Lat. °	Long. °	Prof. <i>Km</i>	Dist. <i>km</i>	PGA <i>cm/s²</i>	Orga.	Région
04110926	2003/04/11	09 :26 :58	4.9 (<i>MI</i>)	44.87	8.83	5	172	0,89	RENASS	Italie - Gênes
05211843	2003/05/21	18 :44 :18	6.8 (<i>MI</i>)	36.88	3.73	10	829	0,63	NEIC	Algérie - Boumerdes
05252303	2003/05/25	23 :03 :32	3.6 (<i>MI</i>)	45.12	6.50	5	150	0,085	RENASS	France - Modane
09011928	2003/09/01	19 :28 :11	3.4 (<i>MI</i>)	44.26	7.44	5	48	0,15	RENASS	France - NE Saint-Sauveur
09142143	2003/09/14	21 :43 :00	5.1 (<i>MI</i>)	44.57	10.81	20	300	0,088	RENASS	Italie - Northern Italy
09251950	2003/09/25	19 :50 :06	8.3 (<i>Mw</i>)	41.77	143.90	27	9500	0,0051	USGS	Japon - Hokkaido
09271852	2003/09/27	18 :52 :47	7.3 (<i>MI</i>)	50.00	88.10	10	5897	0,0079	RENASS	Russie - Région de TuvaBuryatia-Mongolia
10010103	2003/10/01	01 :03 :25	6.7 (<i>Mw</i>)	50.22	87.69	10	5860	0,0037	USGS	Russie - Sud Sibérie

TAB. 4.4 – *Caractéristiques des séismes enregistrés dans le bâtiment.*

l'activité sismique courante qui existe dans les Alpes. Trois événements régionaux (04110926, 05211843 et 09142143) ont été détectés, caractéristiques des pays à plus forte sismicité bordant la région niçoise. Ces séismes correspondent aux événements qui, même lointains, peuvent exciter les structures situés sur le pourtour du territoire français. Les trois autres événements (09251950, 09271852 et 10010103) sont des télé-séismes qui se sont produits dans le monde. De plus fortes magnitudes, ils ne produisent que de faibles sollicitations dans la structure, néanmoins suffisantes pour être détectées par l'instrumentation (Figure 4.21). Ils présentent l'intérêt de contenir des fréquences plus basses que celles des séismes proches.

Les accélérations maximales générées au pied du bâtiment (PGA) varient entre 0,003 et 0,9 cm/s^2 (Tableau 4.4). Les PGA des télé-séismes sont de l'ordre de $10^{-3} cm/s^2$ donc des PGA de l'ordre du bruit de fond (cf. Tableau 4.4), tandis que ceux des séismes locaux et régionaux sont compris entre 0,08 et 0,9 cm/s^2 , soit supérieurs aux PGA du bruit de fond.

Les spectres de Fourier calculés sur les enregistrements au pied du bâtiment (Figure 4.22) montrent que l'énergie des séismes lointains se trouve à basse fréquence ($\approx 0,2 Hz$) et l'énergie des autres séismes se trouve plutôt à haute fréquence ($> 1 Hz$). Comme les fréquences des bâtiments sont en général supérieures à 1 Hz , les séismes lointains ne sont pas susceptibles de solliciter de façon significative les bâtiments.

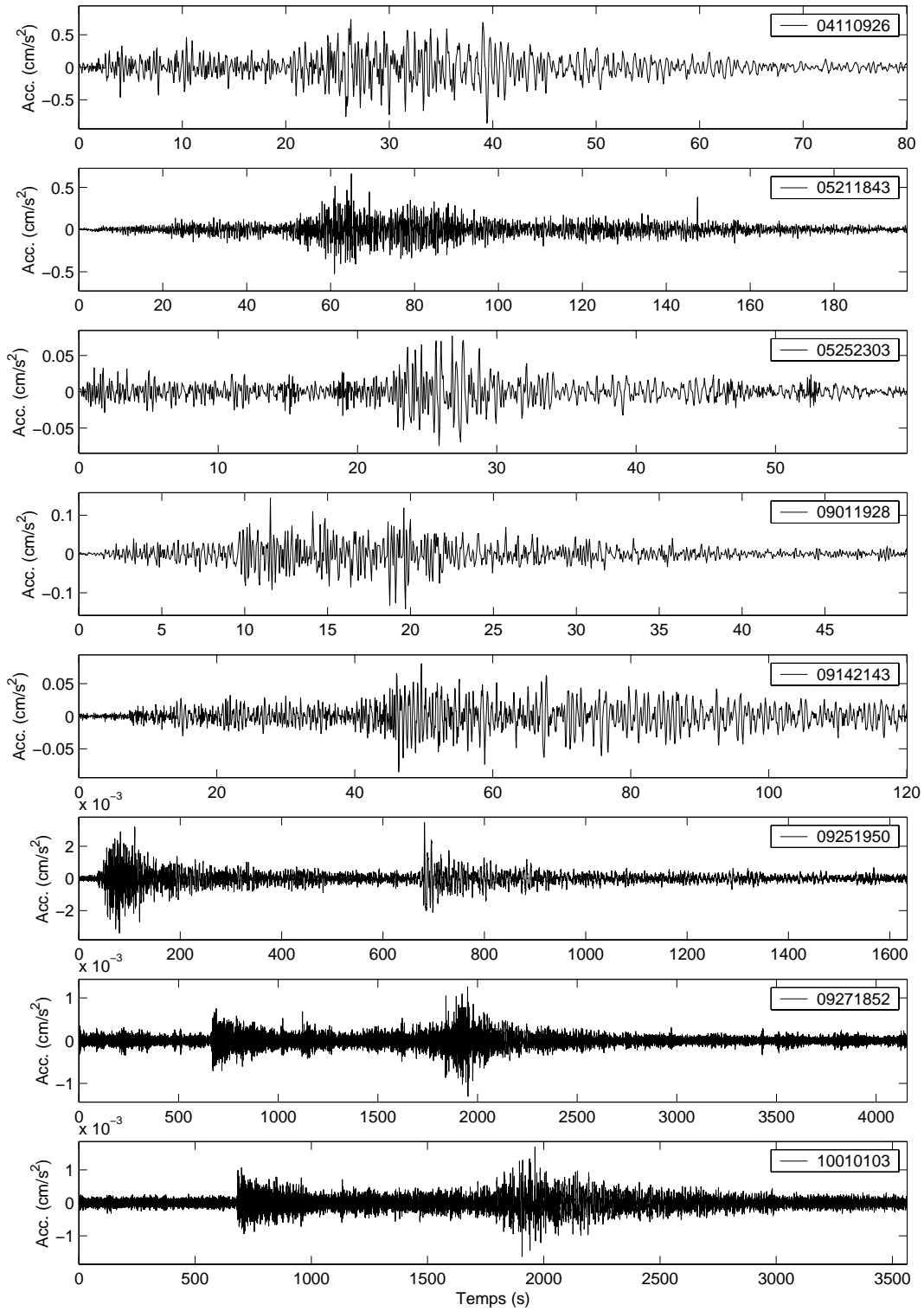


FIG. 4.21 – Traces en accélération des différents séismes enregistrés au pied du bâtiment dans la direction transversale.

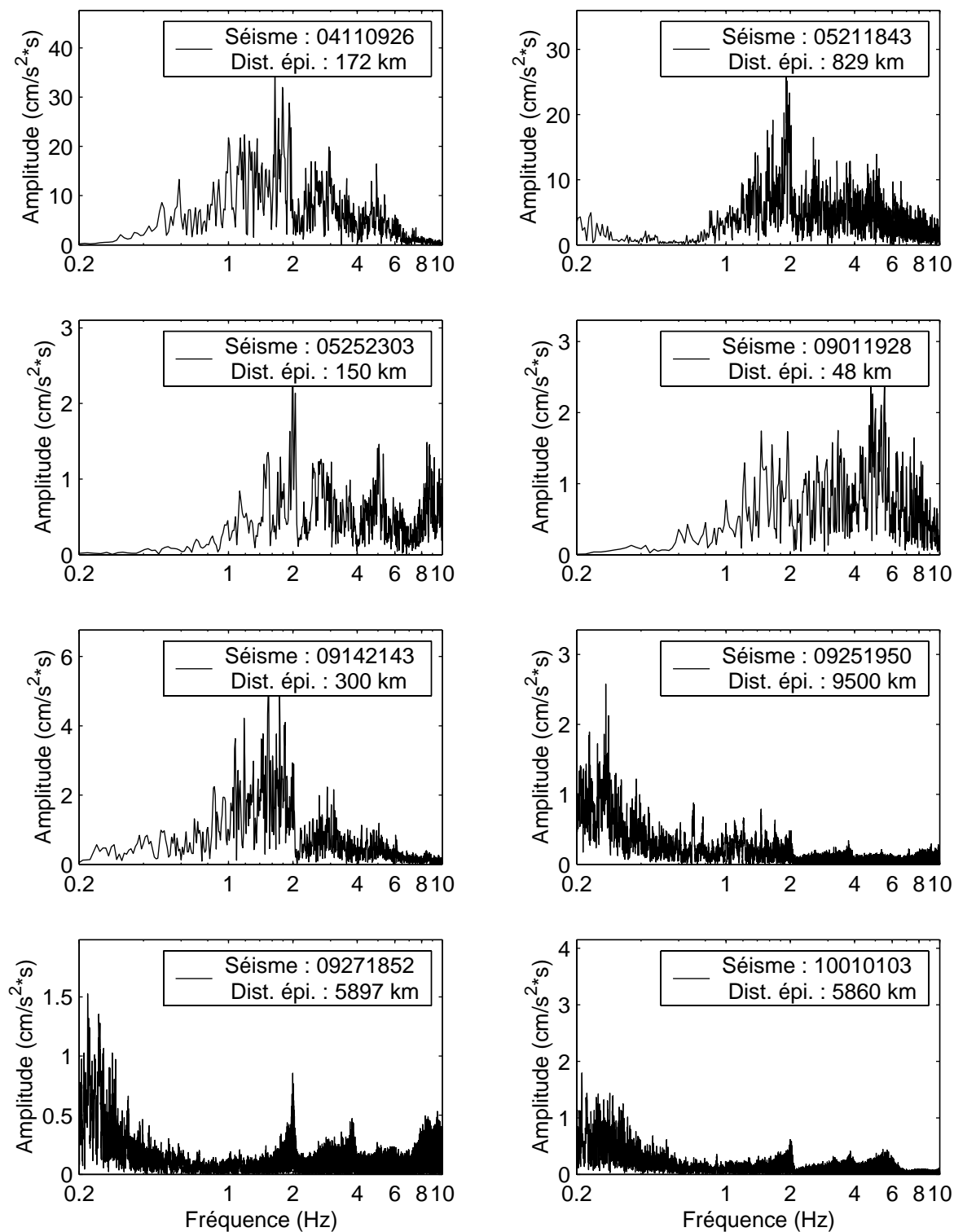


FIG. 4.22 – Spectres de Fourier des différents séismes enregistrés au pied du bâtiment.

4.4.3 Caractérisation de la sollicitation

Pour caractériser la dépendance des paramètres dynamiques déduites de cette analyse en fonction de la sollicitation, trois indicateurs ont été choisis [Brun, 2002] :

- l'accélération maximale du sol produite par le séisme.
Ce paramètre, appelé le pic d'accélération maximale (ou PGA "peak ground acceleration") traduit la sollicitation la plus forte que devra supporter la structure au niveau du sol. Ce paramètre ne fait intervenir ni la durée, ni la fréquence, ni la forme de la sollicitation. Il caractérise le séisme à la base de la structure, c'est-à-dire en tenant compte des effets locaux d'amplification (par exemple les effets de site de nature géologique).
- l'accélération maximale au sommet de la structure produite par le séisme.
Ce paramètre est directement relié au spectre de dimensionnement puisqu'il correspond à l'accélération qui sera induite dans les éléments structuraux et que devra supporter la structure. Ce paramètre est d'autant plus fort que la fréquence de la sollicitation est proche de la fréquence de vibration de la structure.
- le déplacement relatif maximal inter-étages.
Ce paramètre traduit les déplacements que subissent les éléments structuraux. Il représente directement les conséquences du séisme sur le bâtiment sans notion de forme de sollicitation. Utilisé avec un critère d'endommagement, il permet de localiser les étages qui subissent le plus d'endommagement. Cependant, étant donné que lors de cette expérience n'ont été disposés que des capteurs au sommet et au pied du bâtiment, ce paramètre est calculé comme le déplacement relatif maximum entre le haut et le bas du bâtiment divisé par le nombre d'étages, ce qui permet de calculer un déplacement inter-étages moyen. Notons que dans la réalité, ce paramètre varie à chaque (inter-)étage.

Afin de juger de la pertinence de ces indicateurs, nous avons cherché les dépendances existant entre ces indicateurs. On remarque que quels que soient la nature et le niveau de la sollicitation produite par les mouvements sismiques, il existe une certaine dépendance entre les différents indicateurs. En effet, il est possible de calculer des régressions linéaires entre ces différents indicateurs :

- Le rapport entre le PGA et l'accélération maximale au sommet de la structure vaut 0,22 avec un écart type de 0,04 (Figure 4.23).
- Entre l'accélération maximale au sommet de la structure et le déplacement inter-étages, il existe un facteur $1,99 \cdot 10^3$ avec un écart type de 0,61 (Figure 4.23).
- Finalement, il existe un facteur $4,57 \cdot 10^2$ avec un écart type de 0,10 (Figure 4.23) entre le PGA et le déplacement inter-étages.

Dans la plage d'intensité observée, on peut remarquer que l'accélération maximale au sommet de la structure et le PGA sont fortement dépendants (écart type faible sur la régression). Paradoxalement, le déplacement inter-étages, tout en augmentant linéairement avec l'une ou l'autre des accélérations maximales, montre un écart type important. Ceci indique que ce paramètre ne dépend pas uniquement du niveau maximal de la sollicitation. Dans la suite de cet étude, seuls le PGA et le déplacement inter-étages seront considérés comme des indicateurs pertinents.

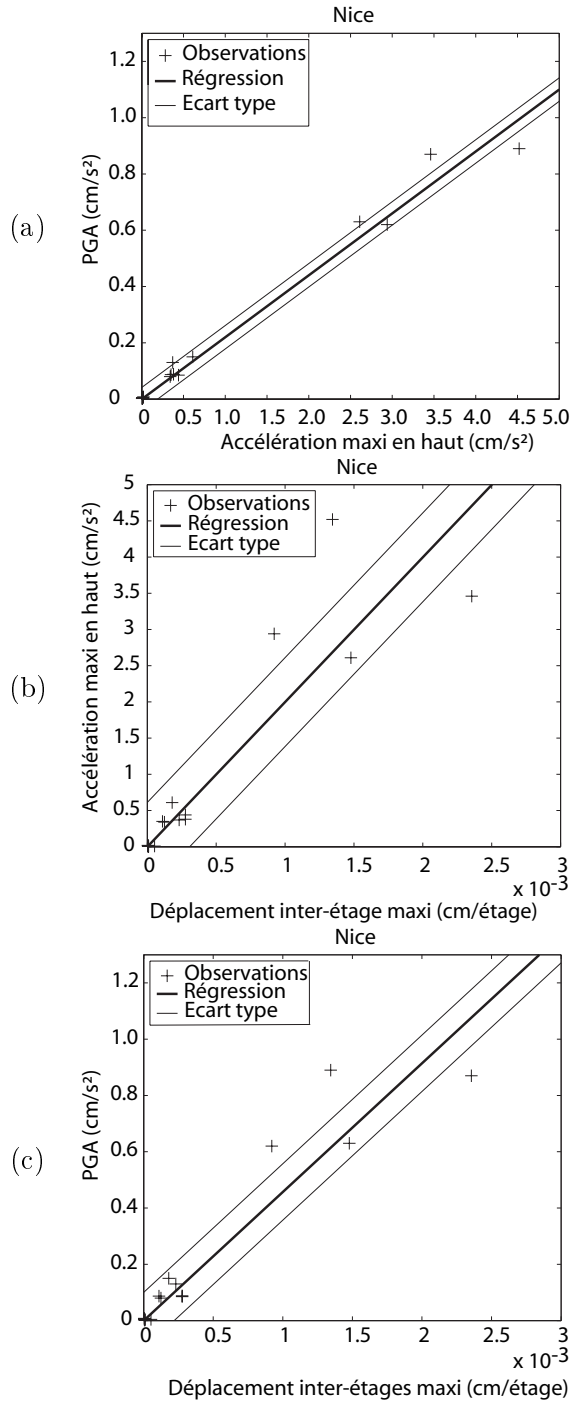


FIG. 4.23 – Corrélations entre les indicateurs d'intensité pour les différents séismes observés : (a) accélération maximum au pied du bâtiment (i.e. PGA) en fonction de l'accélération maximum au sommet du bâtiment pour les différents événements sismiques observés ; (b) accélération maximum au sommet du bâtiment en fonction du déplacement maximum inter-étages ; (c) PGA en fonction du déplacement maximum inter-étages.

4.4.4 Résultats

Séismes

Les intensités des télé-séismes (séismes : 09251950, 09271852 et 10010103 Tableau 4.5) sont de l'ordre de grandeur de l'intensité du bruit de fond. En effet, les PGA sont compris entre $1 \cdot 10^{-3}$ et $4 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}^2$ alors que le bruit de fond génère des PGA de $1 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}^2$. Les déplacements inter-étages sont compris entre $4 \cdot 10^{-6}$ et $5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/étage}$ alors que pour le bruit de fond ils sont de l'ordre de 10^{-6} cm/étage (Tableau 4.5). De plus, la fréquence dominante de ces séismes n'est pas dans le domaine des fréquences de vibration des bâtiments de type de celui étudié (Figure 4.22). Ces faibles intensités, du fait que ces séismes sont très éloignés du bâtiment étudié, ne permettent pas de réaliser une identification avec la méthode d'identification par filtre ARMA décrite précédemment.

Par contre, les intensités des séismes locaux et régionaux (séismes : 05252303, 09011928, 04110926, 05211843 et 09142143 Tableau 4.5) sont suffisantes pour permettre une identification (Figure 4.24). En effet, avec des PGA compris entre 0,08 et 0,89 cm/s^2 et des déplacements inter-étages compris entre $1,1 \cdot 10^{-4}$ et $2,4 \cdot 10^{-3} \text{ cm/étage}$ l'intensité de ces séismes est plus grande que l'intensité du bruit de fond (Tableau 4.5). Pour ces séismes, les fréquences du bâtiment sont identifiées entre 3,04 et 3,29 Hz (variation de 8 %) dans la direction longitudinale et entre 2,01 et 2,09 Hz (variation de 4 %) dans la direction transversale (Tableau 4.5). On constate une faible variation des fréquences quels que soient les niveaux des sollicitations. Cependant, il faut garder à l'esprit que les sollicitations générées par ces séismes restent faibles comparées au PGA réglementaire de 250 cm/s^2 pour cette région et ce type de bâtiment [PS92, 1990].

Les amortissements calculés sur ces séismes sont compris entre 4,2 et 11,1 % pour la direction longitudinale et entre 1,7 et 4,1 % pour la direction transversale (Tableau 4.5). Au vu de la large plage de variation de l'amortissement, il est difficile de conclure sur la représentativité des amortissements extraits des enregistrements de séismes. D'autre part, des résultats récents [Dunand et al., 2004a] montrent que l'amortissement calculé dans des bâtiments californiens subissant de fortes sollicitations présente la même dispersion que pour le bâtiment de Nice. Ces observations semblent indiquer que l'amortissement dans une structure est très complexe, puisqu'il fait appel à des amortissements intrinsèques à la structure, des amortissements de diffraction au niveau des liaisons et de l'amortissement radiatif par transmission de l'énergie de vibration de la structure vers le sol. Ceci a été confirmé par une étude systématique de l'amortissement évalué sur des mesures de bruit de fond collectées dans une série de bâtiments qui montre une dépendance entre l'amortissement et la fréquence de vibration de la structure [Dunand et al., 2002, 2003a]. En effet, cette dépendance entre amortissement et fréquence est expliquée par la présence d'un phénomène de perte d'énergie de la structure par radiation d'onde dans le sol (amortissement radiatif).

La méthode qui consiste à extraire l'amortissement par l'application d'un filtre ARMA à la structure est théoriquement valide. Mais il est nécessaire de mieux comprendre ce que représente l'amortissement dans une structure pour tenter de l'évaluer expérimentalement à partir de séismes.

Direction	Événement	Accélération Max. Haut cm/s^2	Bas cm/s^2	Déplacement Max. inter-étages $cm/étage$	Fréquence f_0 Hz	Amortissement ξ %	Erreur E_{tot}
Long	04110926	4,52	0,89	$1,3 \cdot 10^{-3}$	3,14	5,9	0,62
Trans	04110926	3,46	0,87	$2,4 \cdot 10^{-3}$	2,01	1,7	0,77
Long	05211843	2,94	0,62	$9,2 \cdot 10^{-4}$	3,11	11,0	1,53
Trans	05211843	2,61	0,63	$1,5 \cdot 10^{-3}$	2,03	1,7	0,89
Long	05252303	0,34	0,080	$1,2 \cdot 10^{-4}$	3,27	11,1	1,72
Trans	05252303	0,44	0,085	$2,8 \cdot 10^{-4}$	2,09	4,2	1,04
Long	09011928	0,61	0,15	$1,8 \cdot 10^{-4}$	3,29	4,2	0,83
Trans	09011928	0,37	0,13	$2,3 \cdot 10^{-4}$	2,04	1,3	1,00
Long	09142143	0,35	0,087	$1,1 \cdot 10^{-4}$	3,04	9,4	0,52
Trans	09142143	0,38	0,088	$2,8 \cdot 10^{-4}$	2,02	1,8	0,61
Long	09251950	0,0037	0,0051	$7,0 \cdot 10^{-6}$	-	-	-
Trans	09251950	0,0035	0,0042	$5,3 \cdot 10^{-5}$	-	-	-
Long	09271852	0,0011	0,0079	$4,1 \cdot 10^{-6}$	-	-	-
Trans	09271852	0,0013	0,0039	$4,9 \cdot 10^{-6}$	-	-	-
Long	10010103	0,0022	0,0037	$7,3 \cdot 10^{-6}$	-	-	-
Trans	10010103	0,0017	0,0020	$6,1 \cdot 10^{-6}$	-	-	-
Long	Bruit de Fond	0,0030	0,0010	$7,0 \cdot 10^{-6}$	3,22	1,54	-
Trans	Bruit de Fond	0,0030	0,0010	$7,0 \cdot 10^{-6}$	2,07	1,45	-

TAB. 4.5 – Résultats de l'analyse des enregistrements de séismes et de bruit de fond dans le bâtiment.

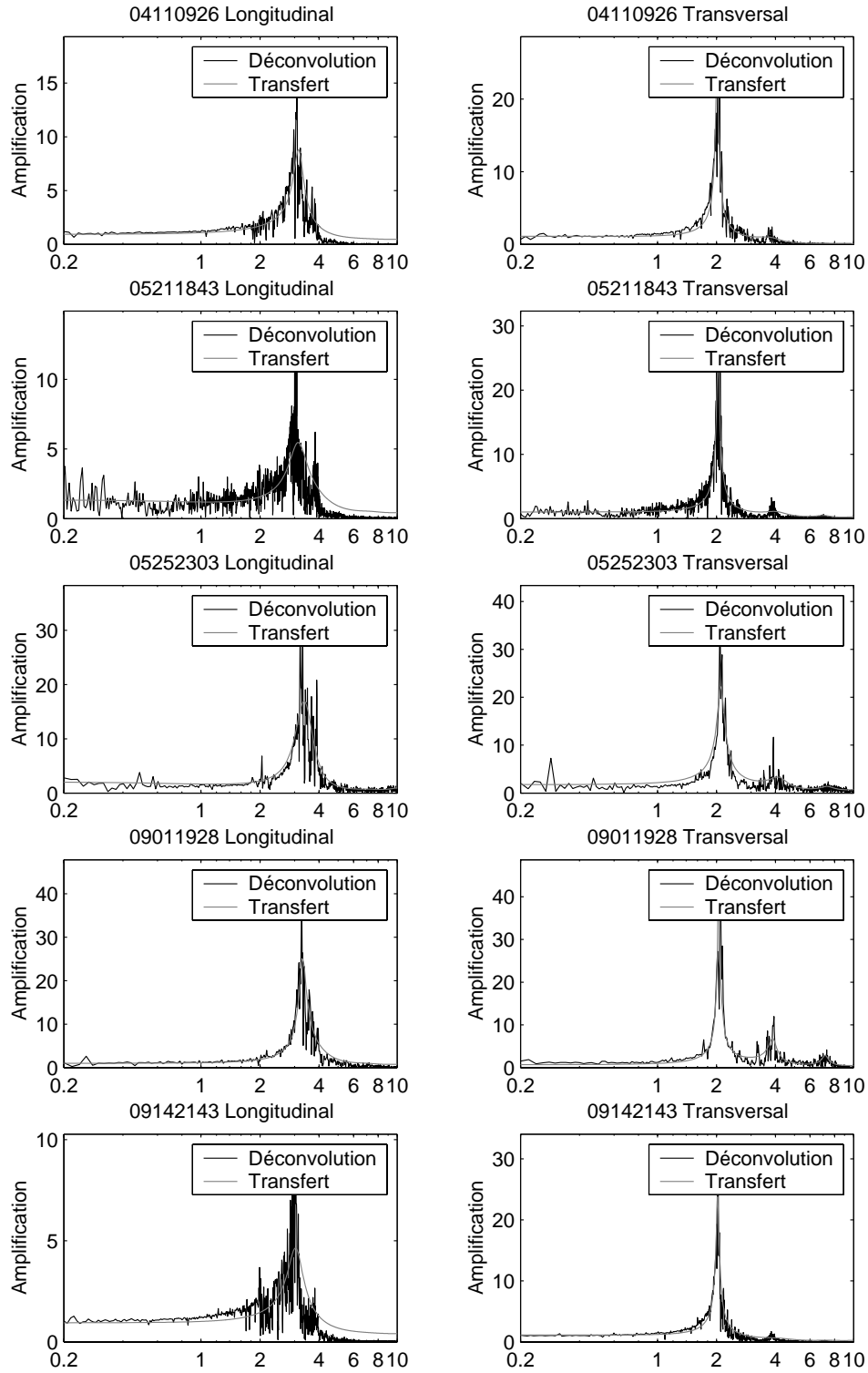


FIG. 4.24 – Déconvolution des signaux du sommet du bâtiment par les signaux du bas du bâtiment pour les différents enregistrements de séismes locaux et régionaux. En gris, la fonction de transfert estimée par identification de filtres ARMA.

Bruit de fond

Simultanément, des enregistrements de bruit de fond d'une durée de 30 minutes ont été extraits au cours de cette instrumentation semi-permanente (Figure 4.25). L'accélération maximum au sommet de la structure sous bruit de fond sismique est de l'ordre de $3 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}^2$, pour un PGA de l'ordre de $1 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}^2$. Le déplacement maximum inter-étages généré par le bruit de fond est de l'ordre de $7 \cdot 10^{-6} \text{ cm/étage}$. Les enregistrements de bruit de fond ont été traités suivant la méthode du décroément aléatoire pour déterminer les amortissements et les fréquences. Afin d'obtenir les caractéristiques propres de la structure comme pour l'analyse des séismes (sans tenir compte de l'interaction sol-structure) le signal du haut, qui sert à calculer la signature du décroément aléatoire est déconvolué par le signal du bas.

Le premier mode longitudinal montre ainsi (Figure 4.26) une fréquence de 3,22 Hz avec un amortissement de 1,54 %. Le premier mode transversal montre (Figure 4.27) une fréquence de 2,07 Hz avec un amortissement de 1,45 % (Tableau 4.5). On peut remarquer que l'amortissement ainsi estimé reste en dessous des 4 % réglementaires [PS92, 1990].

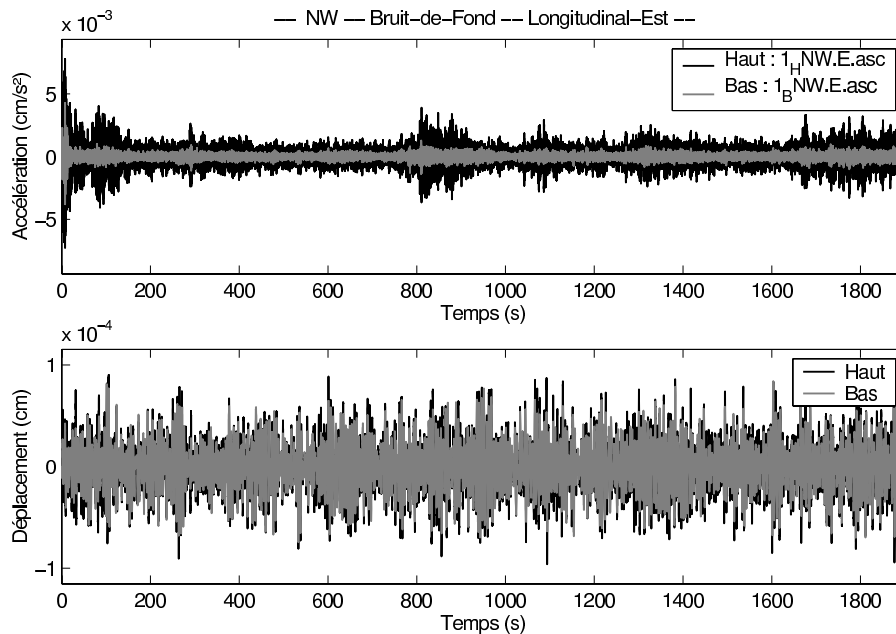


FIG. 4.25 – Trace en accélération (haut) et en déplacement (bas) d'un enregistrement de bruit de fond au sommet et au pied du bâtiment dans la direction longitudinale.

Comparaison

Les résultats des deux analyses (bruit de fond et séismes), montrent que les fréquences obtenues à partir des enregistrements de séismes (f_s) sont comparables à celles obtenues à partir des enregistrements de bruit de fond (f_{bf}) avec une marge de $\pm 6 \%$ (Tableau 4.5). En normalisant les f_s par les f_{bf} , on remarque que, pour les faibles valeurs des indicateurs d'intensité (PGA ou déplacements inter-étages, Figure 4.28), les f_s encadrent les f_{bf} à 6 % près, ce

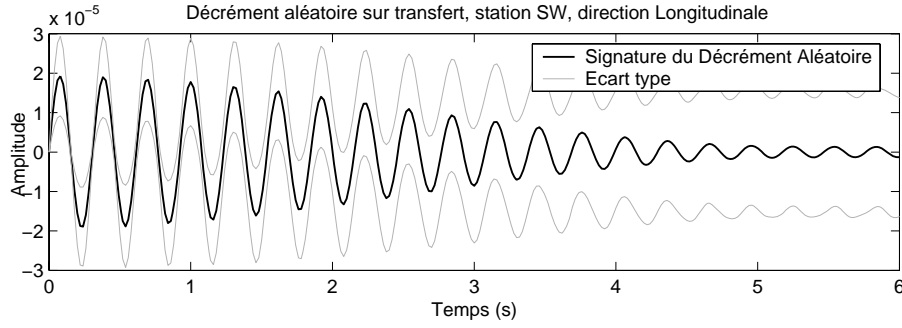


FIG. 4.26 – Application de la méthode du décroément aléatoire sur l'enregistrement de bruit de fond de la station SW dans la direction Longitudinale.

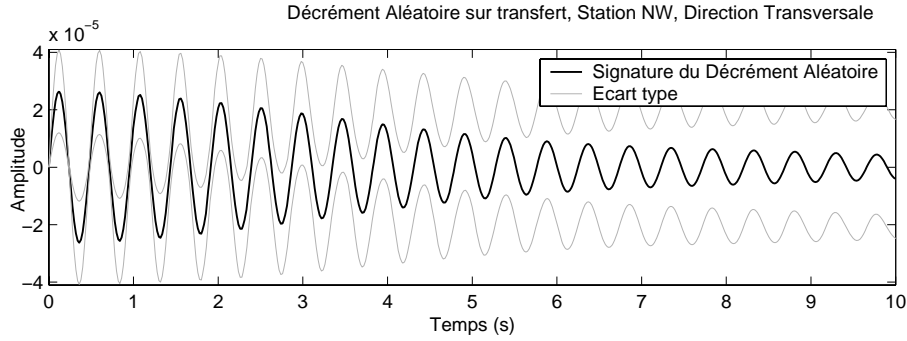


FIG. 4.27 – Application de la méthode du décroément aléatoire sur l'enregistrement de bruit de fond de la station SW dans la direction Transversale.

qui nous renseigne sur l'erreur d'évaluation des f_s . Pour les plus fortes valeurs des indicateurs, les f_s sont toujours plus faibles de l'ordre de 4 % que les f_{bf} . Cette diminution inférieure à l'erreur d'évaluation des f_s indique une tendance générale des f_s à diminuer avec l'intensité. On peut ainsi dire que pour la gamme des intensités acquises lors de cette expérimentation (PGA entre 0,087 et 0,89 cm/s^2), les f_{bf} et les f_s sont identiques à 6 % près. Cependant, pour les indicateurs les plus forts, il se dessine une tendance des f_s à être légèrement plus faibles que les f_{bf} . Tandis que pour notre gamme de séisme la différence est de l'ordre de 4 %, il a été montré récemment [Dunand et al., 2004a] que pour des PGA atteignant 250 cm/s^2 , la différence entre f_s et f_{bf} est inférieure à 30 %.

L'estimation des amortissements à partir des enregistrements de séismes (amortissement séismes) a montré une forte dispersion. La comparaison avec ceux déduits des enregistrements de bruit de fond (amortissement bruit de fond) est donc délicate. Cependant, on peut remarquer que les amortissements séismes sont tous supérieurs aux amortissements bruit de fond (Tableau 4.5). De plus, la représentation des amortissements séisme normalisés par les amortissements bruit de fond en fonction des indicateurs d'intensité ne montre pas de dépendance entre les amortissements et les indicateurs (PGA ou déplacements inter-étages (Figure 4.29).

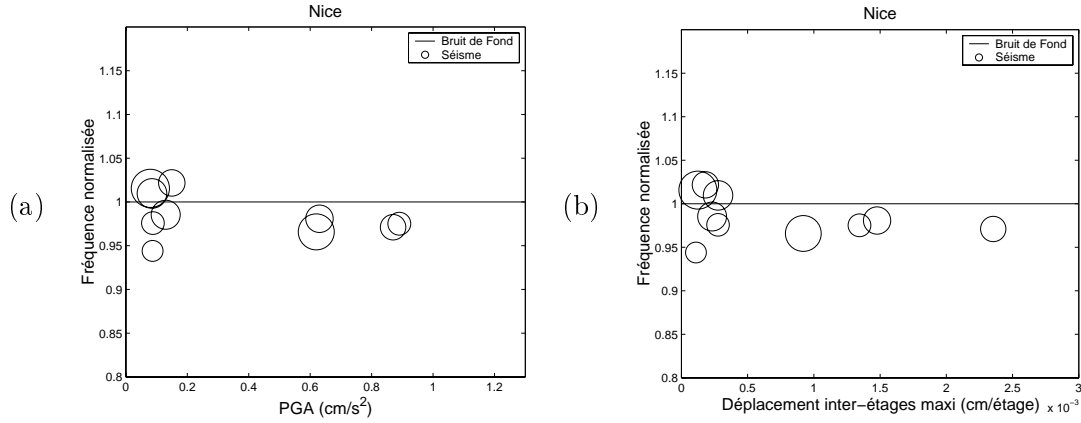


FIG. 4.28 – Fréquences des premiers modes longitudinaux et transversaux obtenues avec les séismes normalisés par les fréquences obtenues avec le bruit de fond en fonction (a) de l'accélération maximum au pied du bâtiment (i.e. PGA) et (b) du déplacement maximum inter-étages. Le diamètre des cercles est proportionnel à l'erreur sur la détermination de la fonction de transfert (E_{tot}).

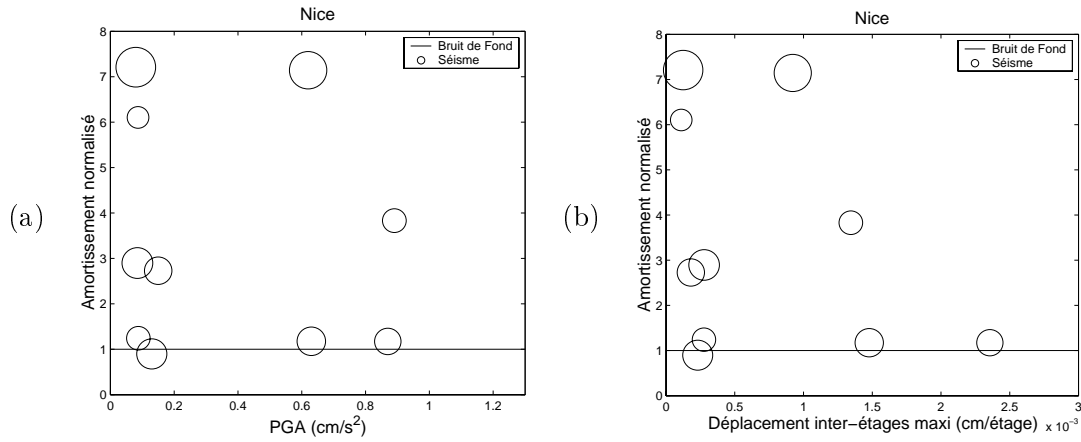


FIG. 4.29 – Amortissements des premiers modes longitudinaux et transversaux obtenues avec les séismes normalisés par les amortissements obtenus avec le bruit de fond en fonction (a) de l'accélération maximum au pied du bâtiment (i.e. PGA) et (b) du déplacement maximum inter-étages. Le diamètre des cercles est proportionnel à l'erreur sur la détermination de la fonction de transfert (E_{tot}).

4.4.5 Conclusion

L'instrumentation semi-permanente d'un bâtiment en béton armé de neufs étages dans la région de Nice a permis d'enregistrer cinq séismes exploitables et des enregistrements de bruit de fond d'une demie heure. L'identification des paramètres dynamiques du bâtiment a été faite par identification de filtres ARMA sur les enregistrements de séismes et par la méthode du décrément aléatoire sur les enregistrements de bruit de fond. L'estimation des amortissements sur les enregistrements de séismes avec cette méthode soulève énormément de questions quant à la représentativité du paramètre identifié. En effet, l'amortissement estimé montre de larges variations sans aucun lien avec les indicateurs d'intensité.

L'amortissement montre d'importantes différences dans son estimation qui peuvent être attribuées soit à la méthode d'identification qui ne peut pas contraindre l'amortissement pour de si faibles intensités, soit à une réelle dispersion de l'amortissement due à la complexité des phénomènes représentés par ce paramètre.

Les séismes utilisés pour l'identification montrent des PGA compris entre 0,087 et 0,89 cm/s^2 . Ils ont généré des déplacements relatifs maximum inter-étages compris entre $1,1 \cdot 10^{-4}$ et $2,4 \cdot 10^{-3} cm/étage$. Le bruit de fond montre un PGA de l'ordre de $4 \cdot 10^{-3} cm/s^2$ et génère un déplacement relatif maximum inter-étage de l'ordre de $9 \cdot 10^{-6} cm/étage$.

Les fréquences obtenues par enregistrements de séismes et enregistrements de bruit de fond montrent une différence relative positive ou négative inférieure à 6 % qui peut être considérée comme négligeable. Cependant, les fréquences du bâtiment obtenues avec les plus forts séismes sont inférieures de moins de 4 % aux fréquences obtenues avec les enregistrements de bruit de fond.

Les fréquences obtenues sous séisme sont identiques aux fréquences obtenues sous bruit de fond pour des séismes dont le PGA est inférieur à 0,89 cm/s^2 avec une tendance à diminuer avec l'augmentation du PGA. Une étude récente en Californie [Dunand et al., 2004a] montre que, même pour des plus fortes sollicitations, les fréquences évaluées sous séismes sont inférieures de moins de 30 % des fréquences évaluées sous bruit de fond. Il reste à savoir si ces observations sont transposables à d'autres bâtiments et d'autre type de structures (acier, maçonnerie) et à savoir où se trouve la limite d'intensité qui va induire une différence de fréquence significative.

Chapitre 5

Des petites aux grandes déformations

Sommaire

5.1	Bâtiments de Californie	99
5.2	Introduction	100
5.3	Building set	101
5.3.1	Steel buildings	101
5.3.2	RC buildings	102
5.4	Procedure	103
5.4.1	From ambient vibration records	103
5.4.2	Comparison between characteristics from ambient velocity and acceleration records	106
5.4.3	From earthquake records	106
5.5	Results	108
5.5.1	Results and analysis for Alhambra LA County Services building (Station 0482)	109
5.5.2	Results and analysis for Pasadena Millikan library (Station 5407) . .	110
5.5.3	Results for steel buildings	112
5.5.4	Summary analysis for Steel buildings	113
5.5.5	Results for RC buildings	114
5.5.6	Summary analysis for RC buildings	116
5.6	Discussion and Conclusions	117

5.1 Bâtiments de Californie

Dynamic characteristics of buildings derived from instrumental measurements - Results of a comparison between ambient vibrations tests and strong motion records.

François DUNAND - Pierre-Yves BARD - Janise RODGERS - Mehmet CELEBI
papier en préparation pour être soumis dans Journal of Earthquake Engineering

Résumé :

Dans ce chapitre, nous étudions comment évoluent les fréquences et amortissements de bâtiments avec l'amplitude de la sollicitation à partir d'un ensemble de bâtiments, ce qui permet d'établir des statistiques sur ces évolutions.

L'étude porte sur 12 bâtiments dont 5 construits en acier et 7 en béton armé. Ces bâtiments sont situés à Los Angeles et autour de la baie de San Fransisco en Californie. De par la sismicité très active de cette région, l'USGS a installé des accéléromètres permanents qui ont enregistré de 1 à 16 séismes dans chacun de ces bâtiments. Deux bâtiments en particulier disposent de plus de 9 enregistrements de séismes. Les PGA de ces séismes variant entre 2 et 600 cm/s^2 montrent une large plage d'intensité à laquelle sont soumis ces bâtiments. Parallèlement nous avons mené un campagne de mesure de bruit de fond dans ces mêmes bâtiments.

L'analyse conjointe des enregistrements de séismes et de bruit de fond nous a permis d'obtenir les fréquences et amortissements de chacun de ces bâtiments pour différents niveaux d'amplitude de sollicitation.

Nous observons d'une façon générale, que les fréquences obtenues sous séismes sont plus faibles que les fréquences obtenues sous bruit de fond et que cette diminution est dépendante de l'intensité de la sollicitation. Les bâtiments en béton armé montrent une diminution de fréquence pouvant atteindre 40 % avec une annulation de cette diminution pour des PGA voisins de 1-10 cm/s^2 . Les bâtiments en acier montrent des diminutions pouvant atteindre 30 % avec une annulation de cette diminution pour des PGA voisins de 10^{-5} - 10^{-4} cm/s^2 .

Par contre, les valeurs d'amortissement ne montrent pas de telles dépendances et ne permettent pas de donner une règle générale sur le comportement de l'amortissement avec l'intensité de la sollicitation.

5.2 Introduction

The objective of this study is to present a comparison of dynamic characteristics derived from strong-motion (earthquakes) and weak-motion (ambient vibration) records for a set of twelve buildings. Because of the low amplitude range of the ambient vibration ($\text{PGA} < 10^{-5} g$), dynamic characteristics obtained from weak-motion are generally expected to be significantly different from those obtained from strong-motion ($\text{PGA} > 0.1 g$). This difference has been already observed essentially on frequency values [Trifunac, 1972; Udwadia and Trifunac, 1973; Celebi, 1993a; Irie and Nakamura, 2000; Meli and Faccioli, 1996] and on damping [Li et al., 2003; Satake et al., 2003] for forced vibrations or high intensity earthquakes; it is generally attributed to (1) non-linear behavior in the structure material; (2) slip of different connections; (3) interaction of structural and non-structural elements; (4) a possible non-linear soil-structure interaction effect [Celebi, 1993a; Hans, 2002]. The present study differs from numerous previous investigations in two aspects : (a) the number of compared building is larger which allows to derive statistics; and (b) for two buildings, more than 10 earthquake records are available, which allows to investigate the dependence of dynamic characteristics on shaking intensity.

In order to compare strong motion to weak motion dynamic characteristics, strong motions (SM) records in the 12 buildings have been analyzed with various system identification techniques to obtain frequency and damping ratio of first vibration modes. The strong motion records are provided from the USGS permanent strong motion network. From 1 to 16 seismic records have been processed for each building located at Los Angeles or in the San Fransisco Bay area. Ambient vibration records were collected using portative velocimeters or using the permanent strong-motion network accelerometers. The scope of this report includes analysis and comparative study of seismic records and ambient vibration tests. Results are only given for the first longitudinal and transverse modes or two first modes in case of coupled modes.

This report (1) describes the characteristics of the building set, (2) explains the procedure used to derive frequency and damping of buildings from ambient vibration records and earthquake records, (3) shows the results and (4) starts a discussion of these results.

5.3 Building set

The twelve studied buildings are located in California (US) in the Los Angeles and San Francisco Bay areas. Half of them have a structural system made of Reinforced Concrete (RC) and the other half is made of Steel. The structural system can be moment-resisting frames or/and shearing walls in case of RC. The Steel structural systems are moment-resisting frames in all the cases (Table 5.1). The main characteristics of the buildings (structural type, number of story, general dimensions and coordinates) are summarized in Table 5.1. The number of story of RC building is varying from 4 to 13 and from 5 to 48 for the Steel buildings. A short description of each building follows while a more detailed description including the layout of the permanent instrumentation can be found in Dunand et al. [2004c].

5.3.1 Steel buildings

Alhambra LA County Services building (Station 0482)

The 12-story Los Angeles County Public Works Headquarters, was constructed in 1970. The structural system consists of large reinforced concrete piers and shear walls up to the second floor, with a steel moment frame with pre-Northridge connections above the second floor. Its dimensions in plan are 50×50 m and its height is 60 m.

San Francisco Transamerica Pyramid (Station 1239)

The Transamerica pyramid has been one of the tallest and most recognizable of San Francisco's buildings since its construction in 1972. The building has 48 stories above ground, plus a spire, which brings its total height to over 257 m. At the basement, the dimension in plane of the building are 53×53 m. Its lateral force-resisting system consists of steel moment frames which slowly step back to accommodate the sloped exterior walls.

Norwalk 12440 Imperial hwy (Station 5239)

The former Bechtel office building at 12440 Imperial Highway in Norwalk is now occupied by a number of local and federal law enforcement agencies. The building is a 7-story steel moment-framed structure constructed in the early 1980's. The building has an unusually high horizontal aspect ratio ($>3:1$) in plan, but no significant vertical or plan irregularities. The general plan dimensions of the building are 141×41 m and its height is 31 m.

San Bernadino County Service building (Station 5245)

The 5-story San Bernardino County Services Building was constructed in 1984. The building's structural system is a dual system with steel moment-resisting frames in the N-S direction and steel concentrically braced frames in the E-W direction. The building's geometry is basically L-shaped but very irregular, with numerous setbacks. The overall dimensions of the "L" are 80×78 m and its height is 17 m.

Irvine Brinderson Tower (Station 5281)

The 13-story Brinderson Towers are two nominally identical buildings which were constructed in the period from 1988 to 1992. The lateral force-resisting system of both buildings is a dual steel moment frame - eccentrically braced frame system. Both buildings have a notch in one corner at the base. The buildings are very regular otherwise. The general plan dimensions of this square building are 46×46 *m* and its height is 55 *m*.

5.3.2 RC buildings

Pasadena Millikan library (Station 5407)

Caltech's 9-story Millikan Library is one of the most extensively-studied buildings in the world [Clinton, 2004]. The building was constructed in 1966-67, and has recorded a large number of earthquakes. An eccentric mass shaker is located on the roof, and numerous forced-vibration experiments have been conducted. The building has concrete moment resisting frames in both longitudinal and transverse directions. In addition, there are transverse shear walls on each side of the building. Shear walls in the central core provide added stiffness in both directions. The general plan dimensions of this building are 21×23 *m* and its height is 44 *m*.

Whittier 7215 Bright Av (Station 0804)

The 10-story Whittier Lutheran Towers were designed in 1973. This building has a dual system structural system in the transverse direction composed of RC coupled shear walls in the north and in the south ends of the building, two smaller shear walls surrounding the elevators and a very flexible frame on the remaining lines. In the longitudinal direction the structural system of the building is made of moment-resisting frames. Its dimensions in plan are 56×16 *m* and its height is 28 *m*.

Berkeley Great Western Savings (Station 1103)

The former Great Western Savings building, now adorned with a large "Powerbar" sign and accordingly dubbed the Powerbar building, was constructed in 1969. The 13-story building was constructed using proprietary lift-slab structural system, with floors poured at the base of two concrete towers and then jacked into place. Due to the extreme seismic vulnerability of this system and the building's proximity to the Hayward Fault (1.5 km), the building underwent a limited-scope voluntary retrofit in 2000 [Mar et al., 2000]. The general plan dimensions of the building are 50×19.5 *m* and its height is 48 *m*.

San Francisco VA Hospital (Station 1225)

Main Building 2 of the Veterans Administration Hospital in San Francisco was constructed in the early 1930s. This 6-story C-shaped structure now forms the "backbone" of the hospital's

nine irregular, interconnected buildings, which are laid out roughly in a delta-wing shape. The lateral force-resisting system consists of non-ductile reinforced concrete frames and walls. A remodel and seismic upgrade were performed in 1988-89 before the 1989 Loma Prieta earthquake.

Livermore VA Hospital (Station 1226)

The 6-story Livermore Veterans Administration hospital was constructed between 1947 and 1955. The building is T-shaped and has a lateral force-resisting system consisting of reinforced concrete walls and framing. The building has had some seismic strengthening, also with reinforced concrete, but its extent is presently unknown.

Emeryville Pacific Park Plaza (Station 1662)

The 30-story Pacific Park Plaza building in Emeryville was constructed in 1984. The lateral force resisting system is a ductile concrete moment-resisting frame. The building has a delta wing (i.e. three wings equidistant at 120 degrees) plan and several re-entrant corners at the wing ends. Its dimensions in plan are 26×17 m for each wings and its height is 98 m.

Loma Linda VA Hospital (Station 5229)

The 4-story Loma Linda Veterans Administration hospital is a very large building which was constructed in the late 1970s. The structure has many reentrant corners, though no setbacks. The lateral force-resisting system consists of reinforced concrete shear walls. The building is situated in the vicinity of the San Jacinto fault. Its dimensions in plan are 134×131 m and its height is 22 m, implying a very low slenderness aspect ratio (0.16).

5.4 Procedure

Analysis of seismic records or ambient vibration records gives frequencies and damping ratios of first modes of vibration. A different method is used for each kind of excitation. We defined “ambient frequency” and “ambient damping” as the frequency and damping values derived from ambient vibration records, and “seismic frequency” and “seismic damping” as the frequency and damping values derived from earthquake records.

5.4.1 From ambient vibration records

For each studied building there is at least one ambient vibration record at the bottom and one at the top of the building. These records are not simultaneous. The sensor were located as close as possible to a permanent accelerometer. The records were 30 minutes long at a sample frequency of 200 Hz.

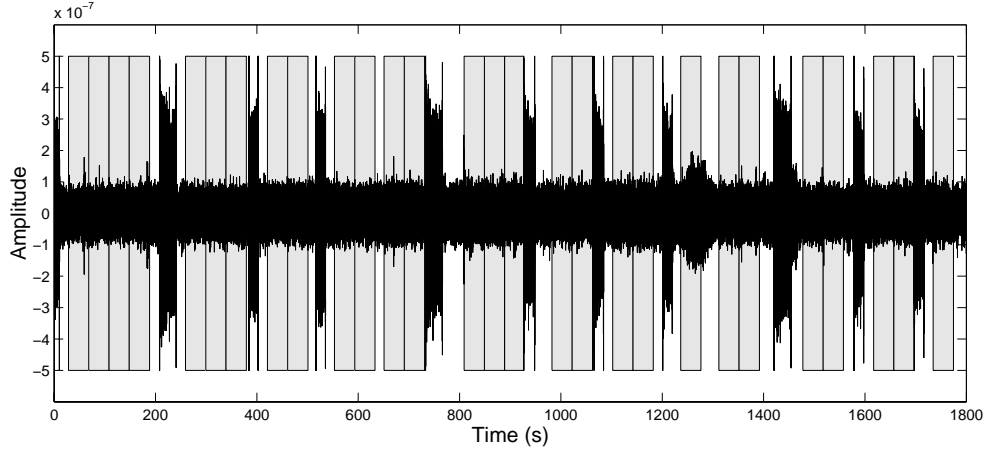


FIG. 5.1 – Selection of 30 seconds long windows on a perturbed ambient vibration record using an anti-trigger algorithm. Black line : time history of the signal, gray boxes : selected windows.

The ambient vibration tests carried out on each building were performed with a vibration measurement equipment comprising two CitySharkTM [Chatelain et al., 2000] acquisition systems each one connected to a "Lennartz LE-3D 1Hz" velocimeter with three components. For some building, however, the ambient vibration records were obtained from accelerometers of the permanent strong motion network of USGS.

The extraction of modal frequency from ambient vibration data was performed with two techniques. The first one is based on a classical spectral analysis. Amplitude spectra are estimated by averaging amplitude spectra of selected windows of the signal. Data are processed the following way [Atakan et al., 2003] :

- the selection of windows (30 seconds long) is performed using an anti-trigger algorithm, which allows to reject all parts of the signal that, under the white noise assumption, are not ambient vibrations, such as the effect of local perturbations (Figure 5.1) ;
- amplitude spectra are derived from these selected windows with a FFT ;
- the amplitude spectra are smoothed using the Konno and Ohmachi [1998] method with a b-value of 40 ;
- the smoothed spectra are then averaged (Figure 5.2).

Another technique is used to derive the damping of each modes : the Randomdec method [Dunand et al., 2002]. This method is based on the extraction of the impulse response characteristics from the recording of an oscillator response to a random solicitation. These characteristics are obtained by stacking a large number of signal windows, which all have the same initial conditions (e.g. null displacement and positive velocity) (Figure 5.3). The window stacking lessens the importance of the random component of the signal with respect to the impulse response one, as the former has a zero average. The stacking then allows to derive the oscillator impulse response which is deterministic. Once the impulse response is obtained, damping ratio and frequency are derived by using the logarithmic decrement method [Clough and Penzien, 1993].

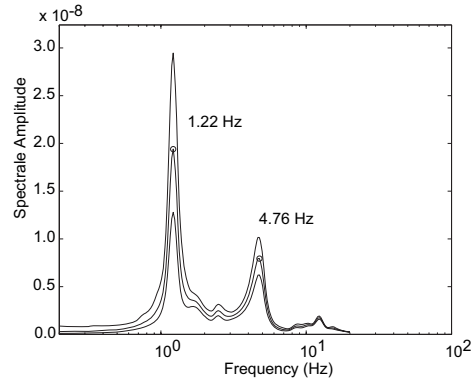


FIG. 5.2 – *Average and standard deviation of spectra derived from selected time windows on an ambient vibration record. The record was done at the top of the Millikan Library in the longitudinal direction.*

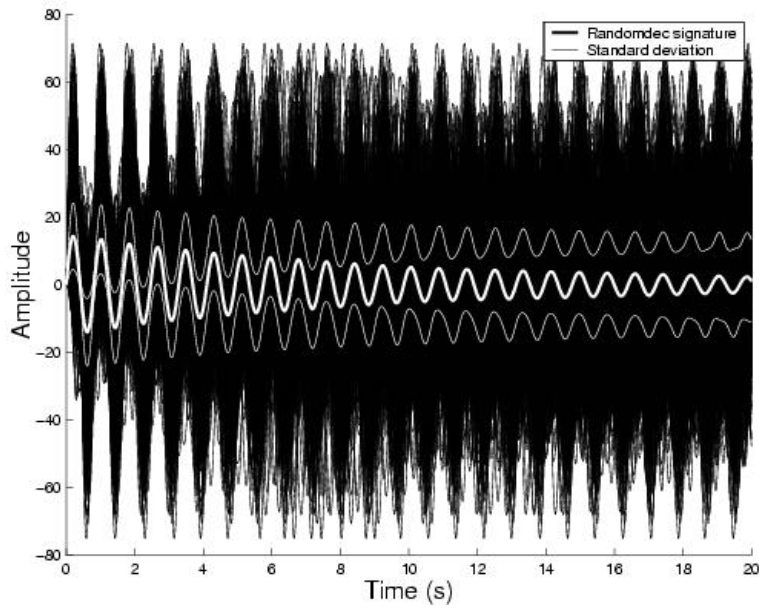


FIG. 5.3 – *Average (Large white line) and standard deviation (thin white line) of 2440 windows starting by a null displacement and a positive velocity (black lines) obtained with the Randomdec method with a half hour long record on the Millikan Library in the transverse direction.*

5.4.2 Comparison between characteristics from ambient velocity and acceleration records

As our record of ambient vibrations came either from velocity or acceleration sensors, we first compared results derived from these two types of records. For two buildings, both type of records are available : the "Emeryville Pacific Park Plaza" and "Pasadena Millikan library". For these two buildings, the comparison of frequency from velocity and acceleration ambient records does not exhibit a significant difference ($< 2\%$) (Table 5.2). As observed by Clinton [2004], these kinds of variations on frequencies are usual with ambient vibrations. This implies that frequency from velocity or acceleration records are stable. But the comparison of damping ratio exhibits a significant difference up to 62 % for the lowest frequency (0.47 Hz), while it compares well with difference lower than 18 % for high frequencies ($> 1 Hz$). As observed by Li et al. [2003], these kinds of variations on a building are usual. So, it is difficult to define if the record type influences the damping estimation. However, given the lower sensivity of acceleration sensors at low frequencies, we think estimates from velocity recordings are preferable. Furthermore, two questions arise about damping ratio (1) is the technique used to estimate damping stable?, and (2) what is the error on the damping estimation? Answering these questions is beyond the scope of the present study.

5.4.3 From earthquake records

Each of the buildings has its own permanent strong motion array maintained by the USGS. The number of strong motion sensors in each building can vary from a minimum of three sensors at the bottom and three sensors at the top, to more than twenty with sensors at intermediate stories. Seismic events were downloaded from the USGS National Strong Motion Program (NSMP) website (<http://nsmp.wr.usgs.gov/>) : the list of available recordings is displayed in Table 5.3 and details about earthquakes can be found in Dunand et al. [2004c].

Frequency and damping are derived from these records with an identification technique by finding a transfer function which applied to the bottom record can explain the top record. The transfer function has the form of ARMA models (equation (5.6)). The best ARMA model is chosen by the least square method with the commercial software MATLAB.

The frequencies and damping ratios are derived from the ARMA model characteristics by comparing the Z-transform of the theoretical impulse response of oscillator to the ARMA model characteristics [Sebe, 2004]. The theoretical impulse response $h_{th}(t)$ of a single degree of freedom (SDOF) oscillator can be written as :

$$h_{th}(t) = - \frac{e^{-\xi\omega_0 t}}{\omega_1} \sin(\omega_1 t) \quad (5.1)$$

with ξ the damping ratio, ω_0 the circular frequency and $\omega_1 = \sqrt{\omega_0^2 (1 - \xi^2)}$ the damped circular frequency of the oscillator. The Z-transform of this impulse response is [Thomas, 1995] :

$$H_{th}(z) = \frac{1}{\omega_1} \frac{ze^{-\xi\omega_0 T_e} \sin(\omega_1 T_e)}{z^2 - 2ze^{-\xi\omega_0 T_e} \cos(\omega_1 T_e) + e^{-2\xi\omega_0 T_e}} \quad (5.2)$$

with T_e the time step. The $h_{th}(t)$ Z-transform can be developed to :

$$H_{th}(z) = \frac{e^{(-\xi\omega_0+i\omega_1)T_e} - e^{(-\xi\omega_0-i\omega_1)T_e}}{2i\omega_1} \frac{z}{z^2 - z(e^{(-\xi\omega_0+i\omega_1)T_e} + e^{(-\xi\omega_0-i\omega_1)T_e}) + e^{-2\xi\omega_0T_e}} \quad (5.3)$$

The poles z_1 and z_2 (roots of the denominator) are :

$$z_{1,2} = e^{(-\xi\omega_0 \pm i\omega_1)T_e} \quad (5.4)$$

And then the theoretical transfer function can be written as :

$$H_{th}(z) = \frac{z_1 - z_2}{2i\omega_1} \frac{z}{(z - z_1)(z - z_2)} \quad (5.5)$$

In general, the Z-transform $Y(z)$ of a digital filter's output is related to the Z-transform $X(z)$ of the input by [Sebe, 2004] :

$$H_{est}(z) = \frac{b_1 + b_2z^{-1} + \dots + b_{n+1}z^{-n}}{a_1 + a_2z^{-1} + \dots + a_{m+1}z^{-m}} \quad (5.6)$$

where $H_{est}(z)$ is the estimated transfer function. Here, the constants b_i and a_i are the filter coefficients and the order of the filter is the maximum of n and m . The factored form of this transfer function is :

$$H_{est}(z) = \alpha \frac{(z - q_1)(z - q_2) \dots (z - q_n)}{(z - p_1)(z - p_2) \dots (z - p_m)} \quad (5.7)$$

where the zeros q_i and the poles p_i are the roots of the previous equation numerator and denominator and α a constant. By comparing the theoretical transfer function (equation 5.5) to the estimated transfer function (equation 5.7), it can be seen that the order of the numerator is 1 and q_1 is null and the order of the denominator is 2 to obtain the same form.

$$H_{est}(z) = \alpha \frac{z}{(z - p_1)(z - p_2)} \quad (5.8)$$

The value of damping (ξ) and frequency (ω_0) can be obtained by identification between the theoretical (H_{th}) and the estimated (H_{est}) transfer function denominators [Sebe, 2004] :

$$\begin{aligned} p_{1,2} &= e^{(-\xi\omega_0 \pm i\omega_1)T_e} \\ \Leftrightarrow |p|e^{i \text{Arg}(p)} &= e^{-\xi\omega_0T_e} e^{\pm i\omega_0T_e} \\ \Leftrightarrow \begin{cases} \omega_0 = \frac{\text{Arg}(p_{1,2})}{T_e} \\ \xi = \frac{\ln(|p_{1,2}|)}{\omega_0T_e} \end{cases} \end{aligned} \quad (5.9)$$

With $|p|$ and $\text{Arg}(p)$ the modulus and the argument of complex number p .

Thus, with the equation (5.9), the frequency and damping ratio can be estimated from the estimated transfer function. In order to quantify the quality of frequency and damping

estimates obtained with this method, an "error" (E_{tot}) is computed, which represents the energy of the difference between the top record and the convolution of the bottom record by the estimated transfer function. This difference is normalized by the energy of the top record. The error is computed both in the time domain (E_t) (equation (5.11)) and in the frequency domain (E_f) (equation (5.12)). The total error (E_{tot}) is the sum of the time error (E_t) and the frequency error (E_f) :

$$E_{tot} = E_t + E_f \quad (5.10)$$

The error in the time domain E_t is computed as follows :

$$E_t = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [y(i) - conv(x * h_{est})(i)]^2}{\sum_{i=1}^n y(i)^2}} \quad (5.11)$$

with $x(t)$ the solicitation in the time domain, $y(t)$ the response in the time domain, $h_{est}(t)$ the estimated impulse response and n the samples number of the record.

In the frequency domain, we choose to compute the "error" on a *log* scale to give more weight to the fundamental frequencies. Then the energy as to be weighed by the frequency : The error in the frequency domain is computed on a *log* scale, as follows :

$$E_f = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} \frac{[Y(i) - (X \bullet H_{est})(i)]^2}{f(i)}}{\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}} \frac{[Y(i)]^2}{f(i)}}} \quad (5.12)$$

with $X(\omega)$ the solicitation in the frequency domain, $Y(\omega)$ the response in the frequency domain, $H_{est}(\omega)$ the estimated transfer function, n the samples number of the record and $f(i)$ the frequency.

Identification can be done on accelerations or on displacements time history. The choice depends on the relative frequency location of the input predominant energy, with respect to the building frequency. The input predominant energy can be determined from response spectra. If the input predominant frequency is larger than the building frequency, the identification is done with displacements. Otherwise (i.e. ; if the input predominant energy frequency is lower than the building frequency) the identification is done with accelerations.

5.5 Results

The dynamics characteristics derived from ambient records and from seismic records are listed in Table 5.4 for the Alhambra building, in Table 5.5 for the Millikan Library, in Table 5.7 for the steel buildings and in Table 5.6 for the RC buildings. In these Tables are also indicated previous results from Miranda and Bertero [1991], Celebi [1993b], Celebi [1998] and Clinton [2004], both in order to compare their results to ours and to fill the actual gap of available data for the Millikan Library.

The analysis of seismic and ambient vibrations records is detailed in the following section for each building. To quantify the intensity of the seismic events at the building three indicators are selected : (1) Maximum Top Acceleration (MTA), (2) Peak Ground Acceleration (PGA) and (3) Maximum relative inter-story drift (MID). The maximum relative inter-story drift is estimated as the maximum difference between the displacement of the top record and the bottom record divided by the story number. Estimates could be more refined for some buildings because of the availability of sensors at intermediate floors, but this is not the case for all buildings.

The available records for the twelve tested buildings are listed in Table 5.3. Results of the analysis are shown in Figures B.1 to E.26. For each seismic event at each building, these Figures display :

- the acceleration time history recorded at the top and the bottom of the building, band-passed or not by a butterworth filter with the characteristics indicated at the bottom of the figure ;
- the displacement time history at the top and the bottom of the building computed from the acceleration time history which is high-passed by a butterworth filter of order 3 with a cut-off frequency 0.3 Hz and integrated two times ;
- the deconvolution of the top records by the bottom record, compared with the estimated modulus of the transfer function ;
- the time domain convolution of the transfer function with the bottom record on which it is surimpressed the top record ;
- the acceleration response spectra of the bottom record for a 5 % damping ratio oscillator ;
- the error E_t and E_f of the estimation in the time and the frequency domain derived from the equations (5.11) and (5.12) and the sum of these two error : E_{tot} .

For each ambient vibration record of each building, these figures display :

- the acceleration time history recorded at the top of the building. The time history is derived one time if it is from velocimeters and there is no processing if it is from accelerometers.
- the acceleration time history recorded at the bottom of the building. The time history is derived one time if it is from velocimeters and there is no processing if it is from accelerometers.
- the velocity or acceleration Fourier amplitude spectra of the top record.

5.5.1 Results and analysis for Alhambra LA County Services building (Station 0482)

For this building, 16 earthquake records are available from 1971 to 2003. Maximum top accelerations are ranging from 3 to 261 cm/s^2 , PGA are ranging from 2 to 281 cm/s^2 and maximum drifts are ranging from 0.002 to 1.4 cm/story (Table 5.4). As longitudinal and transverse modes are coupled and exhibit similar frequencies in both directions (Figures B.17 and B.18), the studied vibration modes are the first and the second modes on the transverse direction records. Identification of frequencies and damping could be done on all events (Table 5.4 and Figures B.1 to B.15). As for the "1990 Hector Mine" event, the recording length is not covering all the event, the estimate of damping is not well constrained. So, only the frequencies values of this event are taken into account. The identified frequencies from events are varying

within a small range : 0.46 to 0.54 Hz (max of 18 % variation) for the first mode (f_1) and 1.30 to 1.62 Hz (max of 20 % variation) for the second mode (f_2) (Table 5.4). The structural damping ratio is varying from 1.7 to 6.6 % for the first mode and from 3.0 to 11.2 % for the second mode.

Analysis from ambient velocity vibration also shows the first and the second modes at (F_0) 0.58 Hz with 3.6 % damping and at (F_1) 1.64 Hz with 4.6 % damping (Figure B.18 and Table 5.4).

As shown in Figure 5.4, the frequencies are not depending on the chronological order (a difference of 4 % between the first mode frequency of the first event and of the latest event). This is implying that no significant loss of rigidity occurred from any of the earthquakes : the building can then be considered as in the same state of degradation for all the events.

By plotting frequency versus the *log* of the three intensity indicators it can be observed that seismic frequency (f_0) is lower than ambient vibration frequency (F_0) and is decreasing linearly with the *log* of these three intensity indicators by the following regressions with the standard deviations σ :

- Max top acceleration (cm/s^2) :
 - $f_0 = F_0 - 0.0086 \times \log(MTA/2.9 \cdot 10^{-3})$ with $\sigma = 0.017$ for the first mode (Figure 5.5)
 - $f_1 = F_1 - 0.033 \times \log(MTA/4.1 \cdot 10^{-2})$ with $\sigma = 0.067$ for the second mode (Figure 5.5)
- PGA (cm/s^2) :
 - $f_0 = F_0 - 0.0051 \times \log(PGA/3.6 \cdot 10^{-6})$ with $\sigma = 0.020$ for the first mode (Figure 5.6)
 - $f_1 = F_1 - 0.028 \times \log(PGA/7.3 \cdot 10^{-3})$ with $\sigma = 0.073$ for the second mode (Figure 5.6)
- Max inter-story drift ($cm/story$) :
 - $f_0 = F_0 - 0.0088 \times \log(MID/1.1 \cdot 10^{-5})$ with $\sigma = 0.012$ for the first mode (Figure 5.7)
 - $f_1 = F_1 - 0.030 \times \log(MID/7.2 \cdot 10^{-5})$ with $\sigma = 0.058$ for the second mode (Figure 5.7)

Among these three intensity indicators, the best regression (lower standard deviation) is given by the max inter-story drift for the two modes. It can be noticed that the slope of the regression is about 4 times greater for the second mode.

The damping values are varying between 1.7 and 6.6 % for the first mode and between 3.0 and 11.2 % for the second mode (Figure 5.9 and Table 5.4). There is no clear dependence of the damping with the chronological order of the events (Figure 5.8) or with the intensity indicators (Figures 5.9, 5.10 and 5.11). The seismic damping is in average greater than the ambient damping, but there exist large events with small damping.

5.5.2 Results and analysis for Pasadena Millikan library (Station 5407)

Since 1970 there has been nine seismic events recorded in this 13-story RC building with a maximum top acceleration ranging from 7 to 525 cm/s^2 , out of which only six are available on the NSMP server (Table 5.3). The other events have been studied by different authors and Clinton [2004] performed a synthesis of these results (Table 5.5).

Also are available numerous dynamic analysis of this building from forced vibrations since

1967 almost after every events [Clinton, 2004]. It can be noted that frequencies obtained from these forced vibrations drop of 21 % and 12 % for the longitudinal and transverse direction between, respectively, the first test (1971) and the latest test (2002). This frequency drop appears to be a permanent loss of structural stiffness which occurred during earthquake events, most noticeably the "1971 San Fernando" event. Indeed, a frequency drop of 16.6 % and 6.8 % can be observed in both longitudinal and transverse directions after the "1971 San Fernando" event (Figure 5.12 and Table 5.5). The other small frequency fluctuations are attributed by Clinton [2004] to weather conditions at the time of the testing. Anyway, in order to study the building in the same state of degradation, the frequency comparison will be done on frequencies from events after the "1971 San Fernando" event.

Identification on earthquake events (Figures C.1 to C.12) and results of [Clinton, 2004] after the "1971 San Fernando" event show variation of first longitudinal mode frequency between 0.92 Hz and 1.16 Hz and variations of first transverse mode frequency between 1.29 Hz and 1.70 Hz .

Frequency derived from velocity ambient vibrations or acceleration ambient vibrations are identical : $F_L=1.22Hz$ and $F_T=1.72 Hz$ for respectively first longitudinal and transverse modes (Table 5.5 and Figures C.13 to C.16). Damping ratios do not exhibit any large variations (less than 18 %) between these two estimations which can be considered as not significant according to previous comments on damping estimation.

Our seismic frequencies estimations compared to frequencies listed by Clinton [2004] show a difference lower than 8 % for the "1970 Little Creek" event, lower than 2 % for the "1971 San Fernando" events and lower than 5 % for the "2003 Big Bear" event (Table 5.5).

The three largest events after the "1971 San Fernando" one (Figure 5.12) with $MTA > 140 cm/s^2$ are the "1987 Whittier Narrow", the "1994 Northridge" and the "1991 Sierra Madre" events. These events produce a significant change of frequency between 20 % and 25 % from ambient vibrations frequency. The frequencies from the four small earthquake events with $MTA < 20 cm/s^2$ ("2001 Beverly Hills", "2002 Yorba Linda", "2003 Big Bear" and "2003 San Simeon") exhibit only light differences from ambient vibration frequencies (less than 10 %). By plotting frequency versus the \log of the "maximum top acceleration" it can be observed that seismic frequencies (f_L and f_T) are decreasing linearly with \log of the max top acceleration and seismic frequencies are lower than ambient vibrations frequencies. The regressions equations for MTA in cm/s^2 are :

- $f_L = F_L - 0.062 \times \log(MTA/2.3)$ with $\sigma = 0.024$ (Figure 5.13)
- $f_T = F_T - 0.100 \times \log(MTA/9.5)$ with $\sigma = 0.038$ (Figure 5.13)

Similar relationships could not be derived with other intensity indicators or on damping ratios because of the absence of these informations in the literature for the seismic events.

5.5.3 Results for steel buildings

San Francisco Transamerica Pyramid (Station 1239)

As frequencies of first and second modes are similar in the two directions (Figures D.2 and D.3) and as this building is symmetric in the two horizontal directions, modes should be the same in these two directions or the modes should be coupled. So, only the East-West direction was studied.

The "1989 Loma Prieta" event has been recorded in this 48-story steel building. Identification on this event shows first and second modes at 0.28 Hz with 1.1 % damping and 0.52 Hz with 0.6 % damping (Figure D.1). Celebi [1998] also studied this event on this building and found the first mode at the frequency of 0.28 Hz with 4.9 % damping. The Celebi [1998] frequency estimate is similar to our estimate, but the difference on damping ratio estimates is large.

Application of Randomdec method to ambient acceleration vibration records shows the two first modes at frequencies of 0.32 Hz and 0.61 Hz (Figure D.3) with damping ratio respectively of 1.0 % and 0.7 %. Celebi [1998] also studied ambient vibrations acceleration records on this building and found a first mode at the frequency of 0.34 Hz with a damping ratio of 0.8 %. The difference in frequency estimates of 6 % is acceptable [Clinton, 2004]. The difference on damping (20 %) confirms our previous comment on damping.

Norwalk 12440 Imperial hwy (Station 5239)

Two events, the "1987 Whittier Narrows" and "1994 Northridge" ones have been recorded in this 7-story steel building. Records of the "1987 Whittier Narrows" event were not available on NSMP web site and could not be analyzed here. However, Celebi [1993b] studied this event on this building and found for the first longitudinal mode a frequency of 0.83 Hz with 2.4 % damping and for the first transverse mode a frequency of 0.76 Hz with a 2.0 % damping. The "1994 Northridge" event could be analyzed and exhibits first longitudinal and transverse frequencies at 0.83 Hz with a 3.2 % damping and at 0.78 Hz with a 1.5 % damping (Figures D.4 and D.5). Ambient vibrations velocity records also show these two modes at 0.94 Hz with a 1.2 % damping and at 0.88 Hz with a 1.0 % damping (Figures D.6 and D.7).

San Bernardino County Service building (Station 5245)

Two events have been recorded in this 5-story steel building : the "1992 Landers" and the "1994 Northridge" event. For the "1992 Landers" event, the basement recorder did not trigger and the identification can not be done for this event. The "1994 Northridge" event show first modes in both longitudinal and transverse directions at 1.10 Hz with a 1.3 % damping and at 1.94 Hz with a 2.3 % damping (Figures D.8 and D.9). Ambient vibrations velocity records also show a first mode in both directions at 1.43 Hz with a 2.6 % damping and at 2.12 Hz with a 3.3 % damping (Figures D.10 and D.11).

Irvine Brinderson Tower (Station 5281)

Modes appear in both directions at the same frequencies which implies composite modes (Figures D.13 and D.14). So, only the two first modes of the transverse (NW-SE) direction are considered.

The "1994 Northridge" event had been recorded in this 13-story steel building. The first and second modes are at 0.49 Hz with a 4.6 % damping and at 0.80 Hz with a 5.1 % damping (Figure D.12). Velocity ambient vibration records show the two first modes on the transverse (NW-SE) direction at 0.62 Hz with a 1.6 % damping and at 0.88 Hz with a 0.8 % damping (Figure D.14).

5.5.4 Summary analysis for Steel buildings

The objective of this section is to compare seismic frequencies and dampings to ambient vibrations frequencies and dampings for all the steel buildings. In order to derive this comparison for all the buildings, seismic characteristics of each buildings are normalized by the respective building ambient vibrations characteristics as follows :

$$\begin{aligned} f_n &= \frac{f_{Seismic}}{F_{AmbientVibrations}} & : \text{normalized frequencies} \\ \xi_n &= \frac{\xi_{Seismic}}{\xi_{AmbientVibrations}} & : \text{normalized damping ratios} \end{aligned} \quad (5.13)$$

The dynamic characteristics from all steel buildings including "Alhambra LA County Services building" are taken into account (Tables 5.7 and 5.4). First, in order to investigate the possible dependence between the seismic intensity indicators, each one is plotted versus each other (Figures 5.14 to 5.16). It can be observed on these figures that intensity indicators are not correlated, except a very light correlation between PGA and MTA (Figure 5.16). So, dependence of normalized parameters with the three indicators need to be investigated.

Regressions have been derived between normalized frequencies (f_n) and the \log of the intensity indicators (Figures 5.17 to 5.19). It can be observed that normalized frequencies (f_n) are decreasing linearly with the \log of intensity indicators. The regressions equations for MTA and PGA in cm/s^2 and MID in $cm/story$ are :

- $f_n = 1 - 0.013 \times \log(MTA/9.4 \cdot 10^{-4})$ with $\sigma = 0.040$ (Figure 5.17)
- $f_n = 1 - 0.011 \times \log(PGA/8.1 \cdot 10^{-5})$ with $\sigma = 0.041$ (Figure 5.18)
- $f_n = 1 - 0.016 \times \log(MID/2.2 \cdot 10^{-5})$ with $\sigma = 0.035$ (Figure 5.19)

As observed for the Alhambra building, the best regression is for MID (with the lower standard deviation (σ)). It can also be observed from regressions that seismic frequencies reach ambient vibration frequencies for a MTA of $9.4 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}^2$, a PGA of $8.1 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}^2$, and a MID of $2.2 \cdot 10^{-5} \text{ cm/story}$. The slope of each Steel regressions is about 0.01 .

The normalized damping (ξ_n) value vary from 0.5 to 3 (Figures 5.20 to 5.22). The distribution indicate that 1/3 of seismic dampings are lower than the ambient vibrations dampings. No clear dependence of damping with the three intensity indicators can be observed.

5.5.5 Results for RC buildings

Whittier 7215 Bright Av (Station 0804)

Two events have been recorded the "1987 Whittier Narrows" and the "1994 Northridge". The identification on the "1987 Whittier Narrows" event exhibits modes at 0.69 Hz with 7.1 % damping and at 1.63 Hz with 1.7 % damping for respectively the longitudinal and transverse directions (Figures E.1 and E.2). On the transverse direction it also appears a minor peak at 1.18 Hz with a lower amplitude than the main peak. Miranda and Bertero [1991] also studied the "1987 Whittier Narrows" event in this building and found frequencies of both first longitudinal and transverse modes with a difference to our frequencies estimations lower than 2 % (Table 5.6).

Identification on the "1994 Northridge" event shows modes at 0.76 Hz with 6.0 % damping and at 1.22 Hz with 8.1 % damping for respectively the longitudinal and transverse directions (Figures E.3 and E.4).

The transverse frequency derived from the "1994 Northridge" event is 25 % lower than "1987 Whittier Narrows" event one while the longitudinal frequency is 7 % greater (Table 5.6). However the "1994 Northridge" event intensity is about 2 times lower than the "1987 Whittier Narrows" event intensity (Table 5.6). Logically, frequencies derived from "1994 Northridge" event should be greater than frequencies derived from "1987 Whittier Narrows" event as the longitudinal direction frequencies. The first transverse mode of the "1994 Northridge" event is 3 % greater than the minor peak observed on the transverse direction of the "1987 Whittier Narrows" event. So, the building should have been damaged in the transverse direction during the high intensity "1987 Whittier Narrows" event implying a frequency diminution during the event that explains the presence of the two peaks in the transverse direction of the "1987 Whittier Narrows" event. The main peak represents the building before the damaging and the second peak represents the building after the damaging. The building should have been damaged in the transverse direction during the "1987 Whittier Narrows" event and a priori non damaged in the longitudinal direction. In order to compare the building in the same state of degradation with ambient vibration records, only frequency of the "1994 Northridge" event will be taken into account in following comparisons.

Analysis from ambient velocity vibration shows first modes in longitudinal and transverse direction at 1.22 Hz with 1.6 % damping and 1.70 Hz with 1.3 % damping (Figures E.5 and E.6).

Berkeley Great Western Savings (Station 1103)

Only one event has been recorded in this building : the "1989 Loma Prieta" event. The identified first modes in longitudinal and transverse direction are respectively found at 0.86 Hz with 4.4 % damping ratio and at 1.14 Hz with 5.1 % damping ratio (Figures E.7 and E.8 and Table 5.6).

Analysis from ambient velocity vibration also shows first modes in longitudinal and transverse direction at 1.13 Hz with 1.8 % damping ratio and at 1.35 Hz with 1.4 % damping ratio

(Figures E and E.9 and Table 5.6).

San Francisco VA Hospital (Station 1225)

Only the "1989 Loma Prieta" event has been recorded in this 6-story RC building. The bottom record has triggered only by the S waves, so the identification can not be done on the complete event. The longitudinal direction exhibits many modes (Figure E.10) due to the complex shape of the building along its longitudinal direction. However a global mode can be identified at 2.94 Hz with 8.5 % damping. Identification in the transverse direction displays a mode at 2.89 Hz with 6.2 % damping (Figure E.11 and Table 5.6). The analysis of the ambient velocity vibration records shows first frequencies in both longitudinal and transverse direction at 3.61 Hz with 2.5 % damping and 3.21 Hz with 3.7 % damping (Figures E.12 and E.13 and Table 5.6).

Livermore VA Hospital (Station 1226)

The "1989 Loma Prieta" event has been recorded in this 6-story RC building. As the dynamic behavior in the longitudinal direction is complex due to its "T" shape, there exist many modes (Figure E.14 and E.15). However, a fundamental mode can be identified in both longitudinal and transverse direction at 4.81 Hz with 4.5 % damping and 2.43 Hz with 2.7 % damping.

The analysis of the ambient velocity vibrations records show a large first peak in the longitudinal direction from which, because of the smoothing, it is not reasonable to identify a frequency (Figure E.16). In the transverse direction, one peak can be clearly identified at 3.21 Hz with 4.6 % damping (Figure E.17).

Emeryville Pacific Park Plaza (Station 1662)

As this building has a complex shape in plan, it is difficult to determine a longitudinal and a transverse direction. Moreover modes appear at the same frequency on the records of the two directions; we thus decided to investigate the two first modes of the East-West direction (Figures E.19 and E.20).

Only the "1989 Loma Prieta" event has been recorded in this 30-story RC building. Modes appear at a frequency of 0.36 Hz and 0.97 Hz with damping ratios respectively of 4.5 % and 3.5 % (Figure E.18). Celebi [1998] also studied this event on this building and found the first mode at the frequency of 0.38 Hz with a damping ratio of 11.6 %. The comparison again shows a good agreement on frequency (with 6%), and a bad one on damping ratio.

Application of Randomdec method to ambient velocity and accelerations vibrations shows also these two first modes. Modes from velocity ambient vibrations records are identified at 0.48 Hz with 1.3 % damping ratio and at 1.37 Hz with 2.3 % damping ratio (Figure E.20). Modes from acceleration ambient vibrations records are identified at 0.47 Hz with 2.1 % damping ratio and at 1.36 Hz with 2.2 % damping ratio (Figure E.22).

Celebi [1998] also identified the first mode on different acceleration ambient vibrations records at 0.48 Hz with 0.6 % damping ratio. The comparison of the three identifications of the first mode and the two estimates of the second mode shows a good agreement on frequencies

(differences less than 2 %), and a large disagreement on damping ratios (differences up to 62 %) (Table 5.2, Figure E.22 and Figure E.20).

Loma Linda VA Hospital (Station 5229)

The "1994 Northridge" event has been recorded in this 4-story RC complex building. Due to the complex shape of this building, many close modes exists which can not be easily separated (Figures E.23 and E.24). However a mode can be identified in both longitudinal and transverse directions at 4.08 Hz with 7.9 % damping and at 3.58 Hz with 7.9 % damping.

Ambient velocity records also show many modes but a main mode can be identified in both directions at 3.87 Hz for the longitudinal and at 3.61 Hz for the transverse (Figures E.25 and E.26). But as the different modes are close, damping can not be estimated by the Randomdec method. It can be observed that the ambient vibrations frequency of the longitudinal mode is 5 % smaller than the respective seismic frequency.

5.5.6 Summary analysis for RC buildings

The objective of this section is to compare seismic frequencies and dampings with ambient vibrations frequencies and dampings for all the RC buildings. In order to derive this comparison for all the buildings, seismic characteristics of each building are normalized by the respective building ambient vibrations characteristics (equation 5.13).

The dynamic characteristics from all RC buildings are taken into account including the "Millikan Library" (Tables 5.6 and 5.5). For the "Millikan Library", the seismic characteristics from events after the "1971 San Fernando" event are normalized by ambient vibrations characteristics. For the "1970 Lytle Creek" and the "1971 San Fernando" event, the seismic frequencies are normalized by the frequencies derived from the first forced vibration test of 1971. This can be done because difference between forced vibration frequencies and ambient vibrations frequencies is not large : difference lower than 7 % from the latest forced vibration test and the ambient vibration test. Also for the Millikan Library, characteristics from [Clinton, 2004] do not indicate PGA and MID. There are therefore less events for PGA or MID observations than for MTA observations.

First, in order to evaluate the possible correlation between the seismic intensity indicators, each one is plotted versus each other (Figures 5.23 to 5.25). For the RC buildings these three intensity indicators exhibit significant correlation, which means that the following observations are dependent.

Regressions have been derived between normalized frequencies (f_n) and the \log of the the intensity indicators (Figures 5.26 to 5.28). It can be observed that normalized frequencies (f_n) are decreasing linearly with the \log of intensity indicators. The regressions equations for MTA and PGA in cm/s^2 and MID in $cm/story$ are :

- $f_n = 1 - 0.057 \times \log(MTA/6.8)$ with $\sigma = 0.082$ (Figure 5.26)
- $f_n = 1 - 0.060 \times \log(PGA/3.8)$ with $\sigma = 0.084$ (Figure 5.27)

- $f_n = 1 - 0.062 \times \log(MID/1.1 \cdot 10^{-3})$ with $\sigma = 0.082$ (Figure 5.28)

The frequency diminution between ambient vibrations and earthquakes ranges from -5 to +40 %. Only two seismic frequencies are greater than ambient vibration frequencies. For low accelerations (MTA or PGA < 50-100 cm/s^2) seismic frequencies are lower than ambient vibration frequencies by at most 10 %. But for higher accelerations (MTA or PGA > 50-100 cm/s^2), frequency decrease is large, without exceeding 40 %. It can also be observed from regressions that seismic frequencies reach ambient vibration frequencies for a MTA of 7 cm/s^2 , a PGA of 4 cm/s^2 , and a MID of 0.001 $cm/story$. These values are much larger (factor > 1000) than for steel buildings. And the slope of each regression is about 0.06 which is 6 times greater than the slopes for steel buildings. By comparing the standard deviation of regressions among them, it can be observed that no seismic intensity indicators gives a better confidence on regressions.

The normalized damping (ξ_n) is varying from 0.5 to 6.5 (Figures 5.29 to 5.31). Except for two values, the seismic dampings are greater than the ambient vibrations dampings. One can see a slight trend of damping to increase with the MTA (Figure 5.29). But as damping estimation exhibit large variations, one must remain cautions about the reliability of this result.

5.6 Discussion and Conclusions

A comparison of dynamic characteristics (frequency and damping) derived from ambient vibration and seismic records of twelve buildings located in California (USA) was conducted. The identification of the dynamic characteristics was based on the Randomdec method for ambient vibration records and on estimation of ARMA models for seismic records. Among the twelve buildings studied, seven have a structural system made of reinforced concrete elements (shear walls or/and resisting frames) and five have a structural system composed of steel resisting frames. Seismic instrumentation of these buildings is provided by US Geological Survey (USGS) and most of data are available on-line on USGS National Strong Motion Program (NSMP) web site. The main conclusions from this comparison are :

- For RC and steel buildings as well, frequency values decrease with increasing of seismic intensity, as expected. However, this dependency is somewhat smaller the expected : the decrease factor does not exceed 40 % for RC buildings, and 30 % for steel buildings, for high intensity events (PGA between 200 and 500 cm/s^2). Regressions on observations show that seismic frequencies are decreasing faster (factor 6 on the slope) for RC buildings than for steel buildings. On the opposite, seismic frequencies differs from ambient vibrations frequencies for smaller intensity (10000 times) for steel buildings (PGA $10^{-5} - 10^{-4} cm/s^2$) than for RC buildings (PGA 1-10 cm/s^2). This implies that the supposed non-linear behavior of buildings starts earlier in steel buildings than in RC buildings. Moreover RC buildings behavior is more complex than for steel buildings as the standard deviation (σ) observed on regressions is larger for RC buildings.
- Among the three seismic intensity indicators chosen (Maximum top acceleration, peak ground acceleration and maximum inter-story drift), the one which explains the best

these frequency reduction is the inter-story drift for steel buildings. But for RC buildings no intensity indicator is better than an other. That can be explained by the correlation of indicators among them for RC buildings and their absence of correlation for steel buildings.

- No clear dependence of the damping with the seismic intensity indicators can be seen on neither RC nor steel buildings. However, most of seismic damping values are larger than ambient vibration damping values for RC buildings and $2/3$ for steel buildings.
- As it is observed on the different comparison between ambient velocity and acceleration vibrations records or between different author on the same seismic event, estimation of damping exhibit large differences (up to 60 %). This disagreement underlies the necessity to know the error in damping estimates.

In conclusion, it is clear from this study that there are differences between the dynamic characteristics derived from ambient vibrations records and those determined from strong-motion records. However, our results suggest that frequencies derived from ambient vibrations records could be extrapolated to frequencies determined from earthquake records for RC or steel buildings by knowing the shaking intensity of the earthquake. As damping estimation appears to be much less reliable, this extrapolation can not be derived for damping values. As building frequencies greatly contribute to earthquake design, and as ambient vibrations records are inexpensive and easily done, frequencies derived from ambient vibrations records could be an efficient tool in helping to increase the design quality. More data are, however, needed to confirm these observations on frequencies.

It should be interesting to have more information on the damping estimation errors, and to compare buildings modal shape derived between ambient vibrations and earthquake records.

As frequency estimation from acceleration ambient vibration recordings are reliable, it is an encouragement to enlarge the data base with systematic ambient vibrations measurements in all permanently instrumented buildings, at least for all these which have fundamental frequencies larger than 0.5 Hz .

Number	Building name	Coordinates Lat. ($^{\circ}$)	Long. ($^{\circ}$)	Story number	Height (m)	Longitudinal length (m)	Transversal Length (m)	Structural Material	Structural system
0482	Alhambra LA County Services building	34.085	-118.150	12	60.2	50.5	50.5	Steel	Frames
0804	Whittier 7215 Bright Av	33.977	-118.036	10	27.4	55.6	16.0	RC	Frames / Walls
1103	Berkeley Great Western Savings	37.870	-122.269	13	48.2	50	19.5	RC / Steel	2 RC cores
1225	San Francisco VA Hospital	37.783	-122.504	6	?	?	?	RC	Walls
1226	Livermore VA Hospital	37.625	-121.762	6	?	87.2	14.9	RC	Walls
1239	San Francisco Transamerica Pyramid	37.795	-122.401	48	257.5	53.0 (At the basement)	53.0	RC	Frames
1662	Emeryville Pacific Park Plaza	37.840	-122.297	30	98.2	25.6 (Each of the 3 wings)	17.1	Steel	Frames
5229	Loma Linda VA Hospital	34.051	-117.251	4	21.9	134.1	131.2	RC	Walls
5239	Norwalk 12440 Imperial hwy	33.917	-118.067	7	31.0	140.7	41.3	Steel	Frames
5245	San Bernadino County Service building	34.106	-117.289	5	16.7	80.3	77.8	Steel	Frames
5281	Irvine Brinderson Tower	33.656	-117.860	13	54.7	45.6 (At the basement)	45.6	Steel	Frames
5407	Pasadena Milikan library	34.137	-118.126	9	44.0	23.0	21.0	RC	Walls

TAB. 5.1 – Localisation, dimension and construction type of the tested buildings.

Mode	Acceleration		Velocity		Difference	
	Frequency Hz	Damping %	Frequency Hz	Damping %	Frequency %	Damping %
1662	Emeryville Pacific Park Plaza			30 story	Steel	
1st	0.47	2.1	0.48	1.3	2	62
2nd	1.36	2.2	1.37	2.3	1	4
5407	Pasadena Milikan library			10 story	RC	
Long	1.22	1.2	1.22	1.3	0	7
Trans	1.72	1.3	1.72	1.1	0	18

TAB. 5.2 – Comparison of frequency and damping obtained from velocity and acceleration ambient vibration records for two buildings.

Number	Building name	Ambient Velocity test	Ambient Acceleration test	Earthquake record available on August 2004
0482	Alhambra LA County Services building	Yes	No	1971 San Fernando 1973 Point Mugu 1987 Whittier Narrows 1987 Whittier Narrows a.f.s. 87/10/04 1987 Whittier Narrows a.f.s. 88/02/11 1990 Upland 1991 Sierra Madre 1992 Big Bear 1992 Landers 1994 Northridge 1994 Northridge aftershock 1999 Hector Mine 2001 West Hollywood 2001 Compton 2003 Big Bear 2003 San Simeon
0804	Whittier 7215 Bright Av	Yes	No	1987 Whittier Narrows 1994 Northridge
1103	Berkeley Great Western Savings	Yes	No	1989 Loma Prieta
1225	San Francisco VA Hospital	Yes	No	1989 Loma Prieta
1226	Livermore VA Hospital	Yes	No	1989 Loma Prieta
1239	San Francisco Transamerica Pyramid	No	Yes	1989 Loma Prieta
1662	Emeryville Pacific Park Plaza	Yes	Yes	1989 Loma Prieta
5229	Loma Linda VA Hospital	Yes	No	1994 Northridge
5239	Norwalk 12440 Imperial hwy			1994 Northridge
5245	San Bernadino County Service building	Yes	No	1992 Landers 1994 Northridge
5281	Irvine Brinderson Tower	Yes	No	1994 Northridge
5407	Pasadena Milikan library	Yes	Yes	1970 Lytle Creek 1971 San Fernando 1987 Whittier Narrows 2002 Yorba Linda 2003 Big Bear 2003 San Simeon

TAB. 5.3 – List of tested buildings with the available ambient and earthquake records.

Mode	Event name	Max Acceleration top cm/s^2	Max Acceleration bot cm/s^2	Max Drift cm	Frequency Hz	Damping $\%$	Error	Reference
482	Alhambra LA County Services building			12 story		Steel		
1st	1971 San Fernando	180	119	16.99	0.49	2.3	0.54	
2nd	1971 San Fernando	180	119	16.99	1.41	8.0	0.54	
1st	1973 Point Mugu	16	17	0.82	0.50	6.7	0.90	
2nd	1973 Point Mugu	16	17	0.82	1.41	4.7	0.90	
1st	1987 Whitter Narrows	261	281	5.27	0.50	1.7	0.45	
2nd	1987 Whitter Narrows	261	281	5.27	1.42	7.0	0.45	
1st	1987 Whitter Narrows a.f.s. 1	175	135	1.74	0.51	2.9	0.73	
2nd	1987 Whitter Narrows a.f.s. 1	175	135	1.74	1.41	5.1	0.73	
1st	1987 Whitter Narrows a.f.s. 2	25	37	0.16	0.52	2.3	1.16	
2nd	1987 Whitter Narrows a.f.s. 2	25	37	0.16	1.52	5.2	1.16	
1st	1990 Upland	19	22	0.91	0.50	3.6	0.89	
2nd	1990 Upland	19	22	0.91	1.40	4.2	0.89	
1st	1991 Sierra Madre	145	125	2.00	0.49	4.1	1.32	
2nd	1991 Sierra Madre	145	125	2.00	1.33	6.8	1.32	
1st	1992 Big Bear	39	18	2.33	0.48	1.8	0.95	
2nd	1992 Big Bear	39	18	2.33	1.33	8.6	0.95	
1st	1992 Landers	124	33	12.02	0.47	2.7	0.81	
2nd	1992 Landers	124	33	12.02	1.31	4.9	0.81	
1st	1994 Northridge	139	159	11.25	0.46	2.1	0.75	
2nd	1994 Northridge	139	159	11.25	1.30	7.2	0.75	
1st	1994 Northridge a.f.s.	12	24	0.54	0.50	4.9	1.08	
2nd	1994 Northridge a.f.s.	12	24	0.54	1.41	11.2	1.08	
1st	1999 Hector Mine	96	44	8.73	0.50	-	1.80	
2nd	1999 Hector Mine	96	44	8.73	1.49	-	1.80	
1st	2001 Compton	3	8	0.02	0.54	6.6	0.88	
2nd	2001 Compton	3	8	0.02	1.62	9.0	0.88	
1st	2001 West Hollywood	7	18	0.19	0.53	5.2	0.96	
2nd	2001 West Hollywood	7	18	0.19	1.44	3.7	0.96	
1st	2003 San Simeon	27	4	2.86	0.48	2.1	0.28	
2nd	2003 San Simeon	27	4	2.86	1.40	3.0	0.28	
1st	2003 Big Bear	3	2	0.09	0.51	3.9	0.54	
2nd	2003 Big Bear	3	2	0.09	1.48	6.6	0.54	
1st	2004 Velocity Ambient	-	-	-	0.58	3.6	-	
2nd	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.64	4.6	-	

TAB. 5.4 – Frequency and damping estimation from ambient vibrations and earthquake records for the Alhambra LA County services building.

Mode	Event name	Max Acceleration top cm/s^2	Max Acceleration bot cm/s^2	Max Drift cm	Frequency Hz	Damping $\%$	Error	Reference
5407 Pasadena Milikan library		9 story			RC			
Long	1967 Forced vibration	-	-	-	1.45	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1967 Forced vibration	-	-	-	1.90	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1970 Lytle Creek	34	-	-	1.30	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1970 Lytle Creek	49	-	-	1.88	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1970 Lytle Creek	35	19	0.51	1.39	2.4	0.92	[Clinton, 2004]
Trans	1970 Lytle Creek	54	19	0.42	1.92	1.8	1.08	
Long	1971 San Fernando	341	-	-	1.00	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1971 San Fernando	306	-	-	1.64	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1971 San Fernando	341	182	6.18	1.03	2.3	0.92	
Trans	1971 San Fernando	306	198	2.45	1.59	3.9	0.77	
Long	1974 Forced vibration	-	-	-	1.21	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1974 Forced vibration	-	-	-	1.77	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1987 Whitter Narrows	262	-	-	1.00	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1987 Whitter Narrows	534	-	-	1.33	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1987 Whitter Narrows	262	155	2.60	0.95	2.5	0.72	
Trans	1987 Whitter Narrows	525	175	8.20	1.29	4.5	0.64	
Long	1988 Forced vibration	-	-	-	1.18	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1988 Forced vibration	-	-	-	1.70	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1991 Sierra Madre	256	-	-	0.92	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1991 Sierra Madre	351	-	-	1.36	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1993 Forced vibration	-	-	-	1.17	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1993 Forced vibration	-	-	-	1.69	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1994 Northridge	143	-	-	0.94	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1994 Northridge	512	-	-	1.33	-	-	[Clinton, 2004]
Long	1995 Forced vibration	-	-	-	1.15	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	1995 Forced vibration	-	-	-	1.68	-	-	[Clinton, 2004]
Long	2001 Beverly Hills	9	-	-	1.16	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	2001 Beverly Hills	12	-	-	1.68	-	-	[Clinton, 2004]
Long	2002 Forced vibration	-	-	-	1.14	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	2002 Forced vibration	-	-	-	1.67	-	-	[Clinton, 2004]
Long	2002 Yorba Linda	7	6	0.10	1.12	2.5	0.39	
Trans	2002 Yorba Linda	8	5	0.05	1.70	2.2	0.49	
Long	2003 Big Bear	14	-	-	1.07	-	-	[Clinton, 2004]
Trans	2003 Big Bear	23	-	-	1.61	-	-	[Clinton, 2004]
Long	2003 Big Bear	14	9	0.26	1.12	2.5	0.39	
Trans	2003 Big Bear	23	6	0.20	1.70	2.2	0.49	
Long	2003 San Simeon	20	3	0.42	1.09	0.6	0.65	
Trans	2003 San Simeon	14	6	0.14	1.69	1.6	0.54	
Long	2004 Accel. Ambient	-	-	-	1.22	1.2	-	
Trans	2004 Accel. Ambient	-	-	-	1.72	1.3	-	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.22	1.3	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.72	1.1	-	

TAB. 5.5 – Frequency and damping estimation from ambient vibrations and earthquake records for the *Millikan Library*.

Mode	Event name	Max Acceleration top cm/s^2	Max Acceleration bot cm/s^2	Max Drift cm	Frequency Hz	Damping $\%$	Error	Reference
804	Whittier 7215 Bright Av			10 story		RC		
Long	1987 Whitter Narrows	418	382	7.34	0.69	7.1	1.29	
Trans	1987 Whitter Narrows	514	607	2.72	1.63	1.7	0.98	
Long	1987 Whitter Narrows	-	-	-	0.70	-	-	[Miranda and Bertero, 1991]
Trans	1987 Whitter Narrows	-	-	-	1.64	-	-	[Miranda and Bertero, 1991]
Long	1994 Northridge	178	150	2.43	0.76	6.0	0.99	
Trans	1994 Northridge	237	117	2.93	1.22	8.1	0.77	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.22	1.6	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.70	1.3	-	
1103	Berkeley Great Western Savings			13 story		RC		
Long	1989 Loma Prieta	228	98	8.25	0.85	4.0	0.59	
Trans	1989 Loma Prieta	124	91	1.78	1.11	5.2	0.70	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.13	1.8	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.35	1.4	-	
1225	San Francisco VA Hospital			6 story		RC		
Long	1989 Loma Prieta	179	220	2.43	2.94	8.5	0.77	
Trans	1989 Loma Prieta	335	78	2.48	2.89	6.2	0.80	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	3.61	2.5	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	3.21	3.7	-	
1226	Livermore VA Hospital			6 story		RC		
Long	1989 Loma Prieta	85	56	0.46	4.81	4.5	0.73	
Trans	1989 Loma Prieta	145	46	0.76	2.43	2.7	0.65	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	-	-	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	3.21	4.6	-	
1662	Emeryville Pacific Park Plaza			30 story		RC		
1st	1989 Loma Prieta	370	209	13.22	0.36	3.4	1.49	
2nd	1989 Loma Prieta	370	209	13.22	0.97	7.9	1.49	
1st	1989 Loma Prieta	380	210	-	0.38	11.6	-	[Celebi, 1998]
1st	2004 Accel. Ambient	-	-	-	0.47	2.1	-	
2nd	2004 Accel. Ambient	-	-	-	1.36	2.2	-	
1st	1998 Accel. Ambient	-	-	-	0.48	0.6	-	[Celebi, 1998]
1st	2004 Velocity Ambient	-	-	-	0.48	1.3	-	
2nd	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.37	2.3	-	
5229	Loma Linda VA Hospital			4 story		RC		
Long	1994 Northridge	102	36	0.22	4.08	7.9	1.06	
Trans	1994 Northridge	162	54	0.62	3.58	7.4	1.34	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	3.87	-	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	3.61	-	-	

TAB. 5.6 – Frequency and damping estimation from ambient vibrations and earthquake records for the *RC* buildings.

Mode	Event name	Max Acceleration top bot cm/s^2 cm/s^2		Max Drift cm	Frequency Hz	Damping $\%$	Error	Reference
1239	San Francisco Transamerica Pyramid			48 story		Steel		
1st	1989 Loma Prieta	310	120	-	0.28	4.9	-	[Celebi, 1998]
1st	1989 Loma Prieta	306	120	15.28	0.28	1.1	0.83	
2nd	1989 Loma Prieta	306	120	15.28	0.52	0.6	0.83	
1st	1998 Accel. Ambient	-	-	-	0.34	0.8	-	[Celebi, 1998]
1st	2004 Accel. Ambient	-	-	-	0.32	1.0	-	
2nd	2004 Accel. Ambient	-	-	-	0.61	0.7	-	
5239	Norwalk 12440 Imperial hwy			7 story		Steel		
Long	1987 Whitter Narrows	180	110	-	0.83	2.4	-	[Celebi, 1993b]
Trans	1987 Whitter Narrows	410	210	-	0.76	2.0	-	
Long	1994 Northridge	145	50	2.89	0.83	3.2	0.84	
Trans	1994 Northridge	160	71	3.68	0.78	1.5	0.40	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	0.94	1.2	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	0.88	1.0	-	
5245	San Bernadino County Service building			5 story		Steel		
Long	1994 Northridge	198	44	2.78	1.10	1.3	1.20	
Trans	1994 Northridge	238	39	1.61	1.94	2.3	0.92	
Long	2004 Velocity Ambient	-	-	-	1.43	2.6	-	
Trans	2004 Velocity Ambient	-	-	-	2.12	3.3	-	
5281	Irvine Brinderson Tower			13 story		Steel		
1st	1994 Northridge	145	62	2.08	0.49	4.6	1.04	
2nd	1994 Northridge	145	62	2.08	0.80	5.1	1.04	
1st	2004 Velocity Ambient	-	-	-	0.62	1.6	-	
2nd	2004 Velocity Ambient	-	-	-	0.88	0.8	-	

TAB. 5.7 – Frequency and damping estimation from ambient vibrations and earthquake records for the steel buildings.

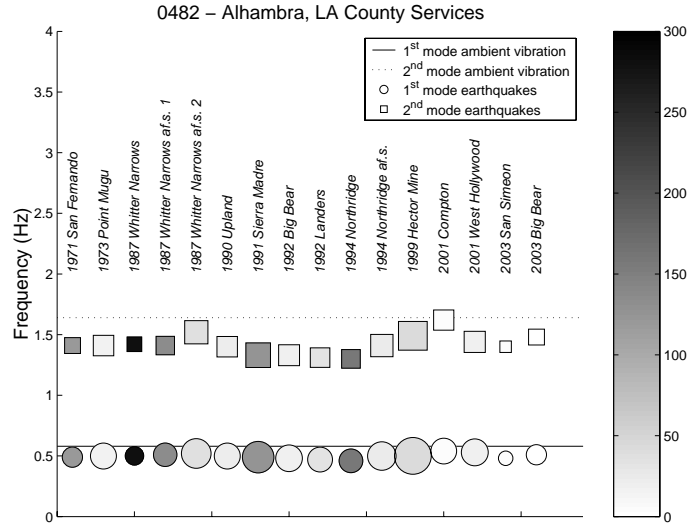


FIG. 5.4 – Frequencies evolution of the first and second modes for the Alhambra building in the chronological order. \bigcirc for seismic frequencies of first mode and \square for seismic frequencies of second mode. Solid line for frequency of first ambient vibration mode and dotted line for frequency of second ambient vibration mode. The size of markers (\bigcirc and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. Markers are filled by a grey scale corresponding to the PGA value.

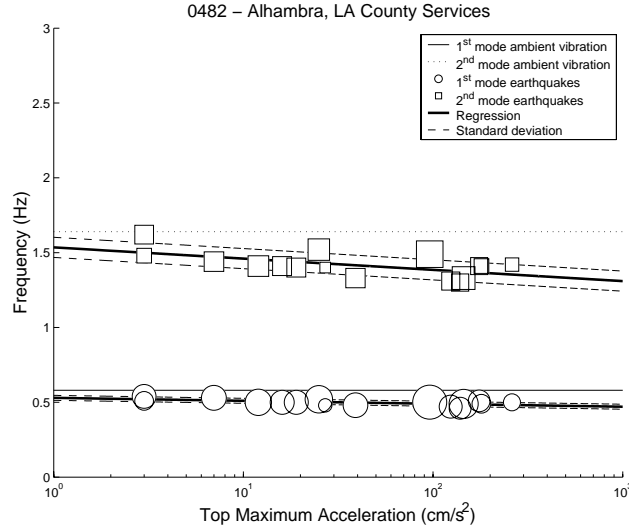


FIG. 5.5 – First and second modes frequencies obtained from earthquakes and ambient vibration versus Maximum top acceleration for the Alhambra building. \circ for seismic frequencies of first mode and \square for seismic frequencies of second mode. Solid line for ambient vibrations frequency of first mode and dotted line for ambient vibrations frequency of second mode. The size of markers (\circ and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

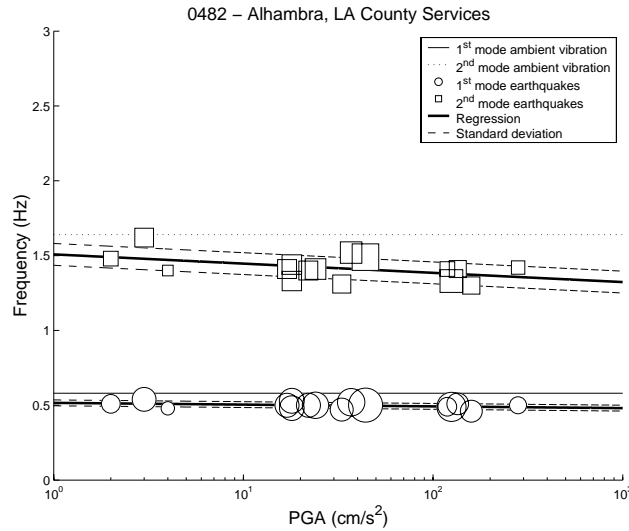


FIG. 5.6 – First and second modes frequencies obtained from earthquakes and ambient vibration versus PGA for the Alhambra building. \circ for seismic frequencies of first mode and \square for seismic frequencies of second mode. Solid line for ambient vibrations frequency of first mode and dotted line for ambient vibrations frequency of second mode. The size of markers (\circ and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

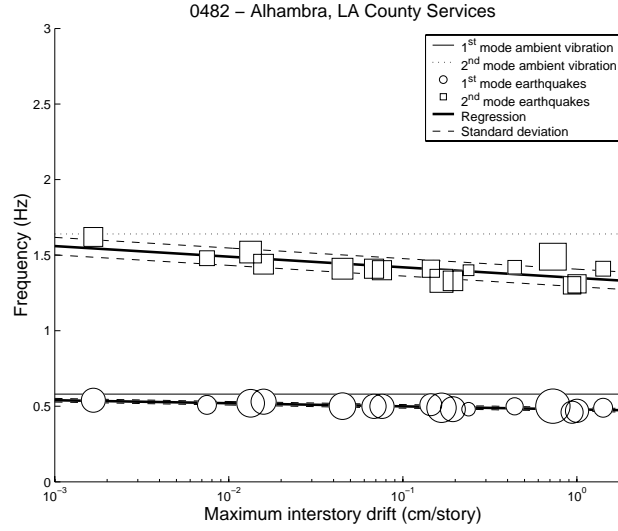


FIG. 5.7 – First and second modes frequencies obtained from earthquakes and ambient vibration versus Maximum interstory drift for the Alhambra building. \bigcirc for seismic frequencies of first mode and \square for seismic frequencies of second mode. Solid line for ambient vibrations frequency of first mode and dotted line for ambient vibrations frequency of second mode. The size of markers (\bigcirc and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

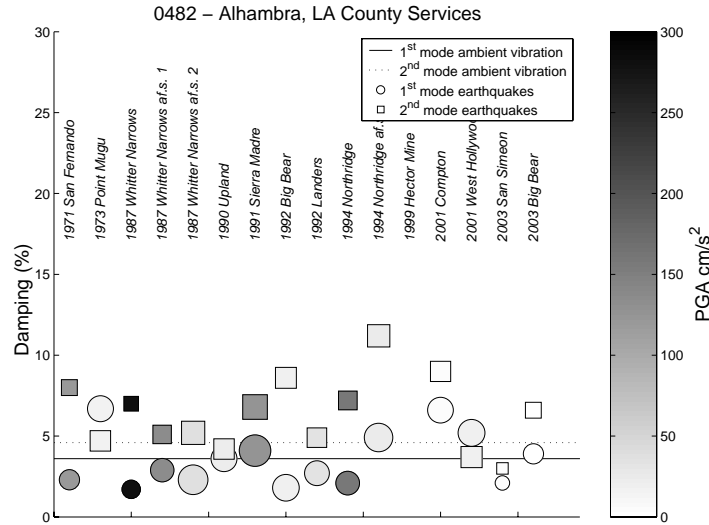


FIG. 5.8 – Damping evolution of first and second modes for the Alhambra building in the chronological order. \bigcirc for seismic dampings of first mode and \square for seismic dampings of second mode. Solid line for ambient vibrations damping of first mode and dotted line for ambient vibrations damping of second mode. The size of markers (\bigcirc and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. Markers are filled by a grey scale corresponding to the PGA value.

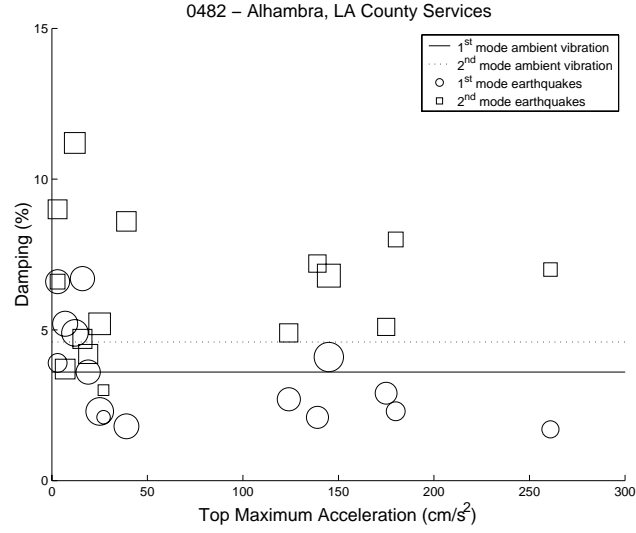


FIG. 5.9 – First and second modes dampings obtained from earthquakes and ambient vibrations versus Maximum top acceleration for the Alhambra building. \bigcirc for seismic dampings of first mode and \square for seismic dampings of second mode. Solid line for ambient vibrations damping of first mode and dotted line for ambient vibrations damping of second mode. The size of markers (\bigcirc and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

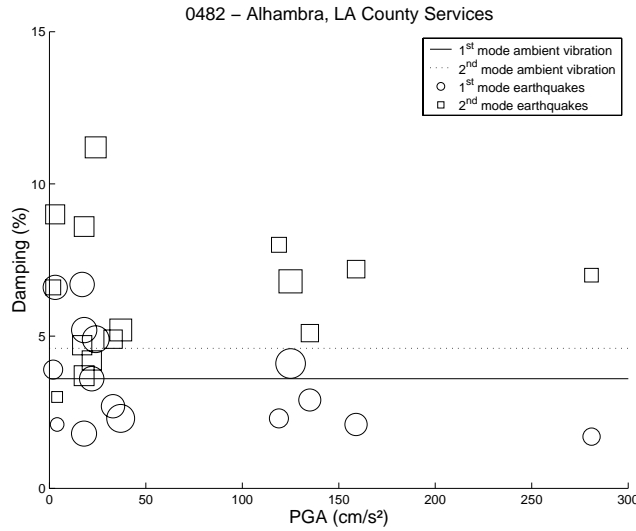


FIG. 5.10 – First and second modes dampings obtained from earthquakes and ambient vibration versus PGA for the Alhambra building. \bigcirc for seismic dampings of first mode and \square for seismic dampings of second mode. Solid line for ambient vibrations damping of first mode and dotted line for ambient vibrations damping of second mode. The size of markers (\bigcirc and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

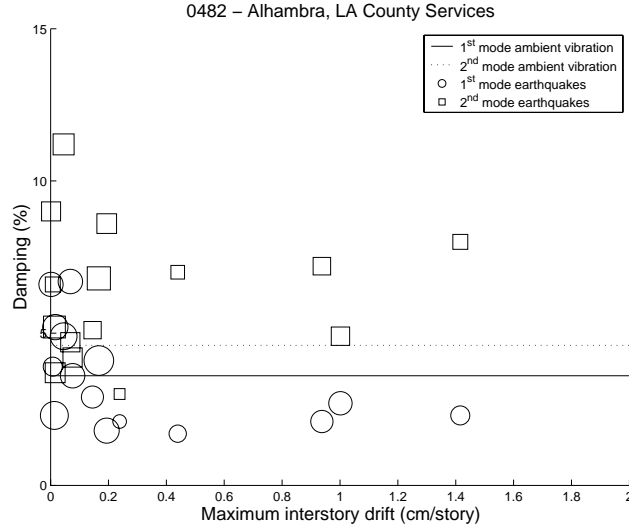


FIG. 5.11 – First and second modes dampings obtained from earthquakes and ambient vibration versus Maximum interstory drift for the Alhambra building. \bigcirc for seismic dampings of first mode and \square for seismic dampings of second mode. Solid line for ambient vibrations damping of first mode and dotted line for ambient vibrations damping of second mode. The size of markers (\bigcirc and \square) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

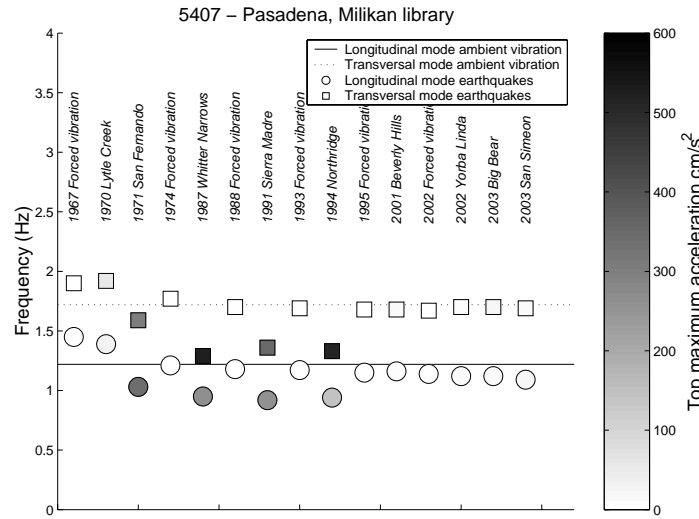


FIG. 5.12 – Frequencies evolution of the longitudinal and transverse modes for the Milikan Library in the chronological order. \bigcirc for seismic frequencies of longitudinal mode and \square for seismic frequencies of transverse mode. Solid line for frequency of longitudinal ambient vibration mode and dotted line for frequency of transverse ambient vibration mode. Markers (\bigcirc and \square) are filled by a grey scale corresponding to the Maximum top acceleration value.

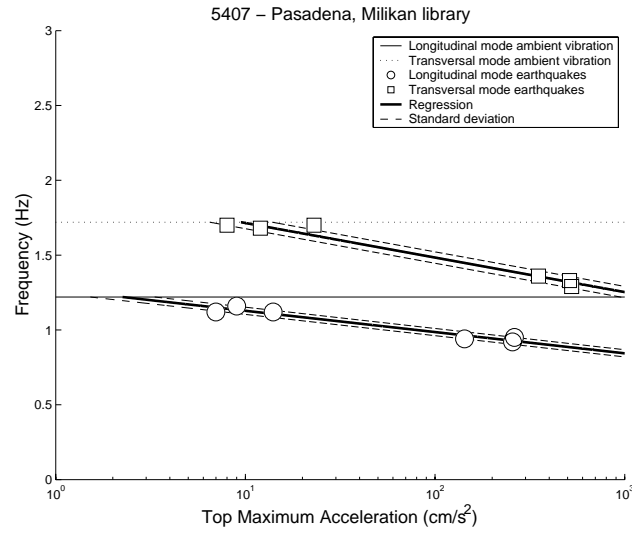


FIG. 5.13 – *Longitudinal and transverse modes frequencies obtained from earthquakes and ambient vibration versus Maximum top acceleration for the Milikan Library after the 1987 Whittier Narrows earthquake. \bigcirc for seismic frequencies of first mode and \square for seismic frequencies of second mode. Solid line for ambient vibrations frequency of longitudinal mode and dotted line for ambient vibrations frequency of transverse mode.*

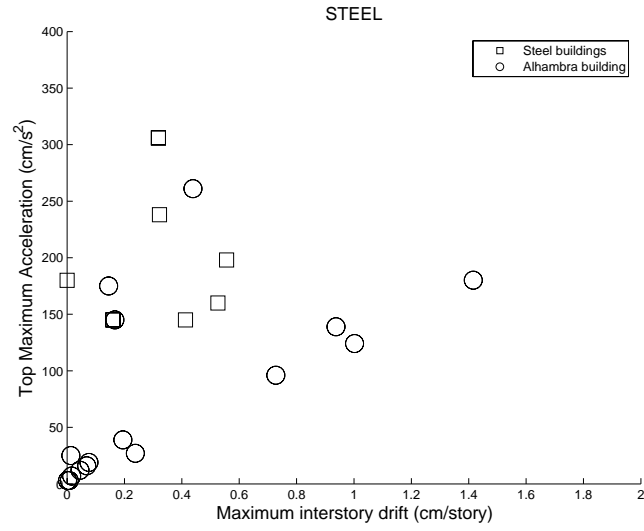


FIG. 5.14 – *Maximum top acceleration versus maximum interstory drift for STEEL buildings. The '○' for the Alhambra building, '□' for all other buildings.*

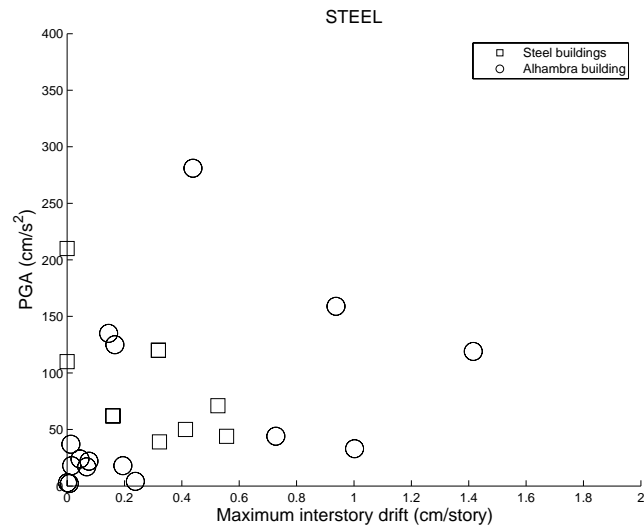


FIG. 5.15 – *PGA versus Maximum interstory drift for STEEL buildings. The '○' for the Alhambra building, '□' for all other buildings.*

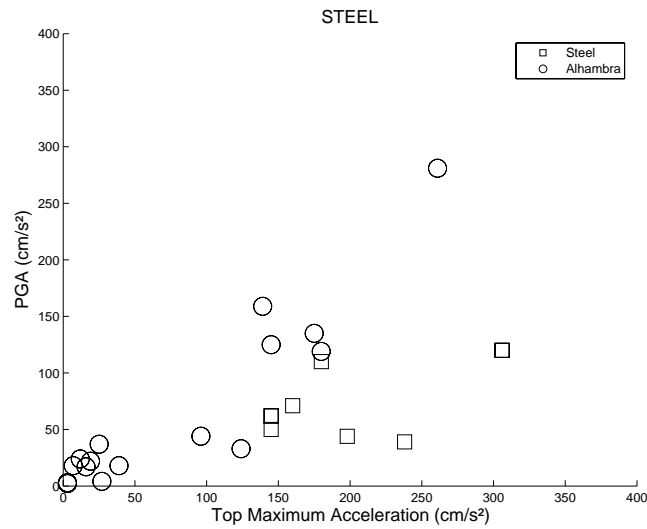


FIG. 5.16 – *PGA versus Maximum top acceleration for STEEL buildings. The '○' for the Alhambra building, '□' for all other buildings.*

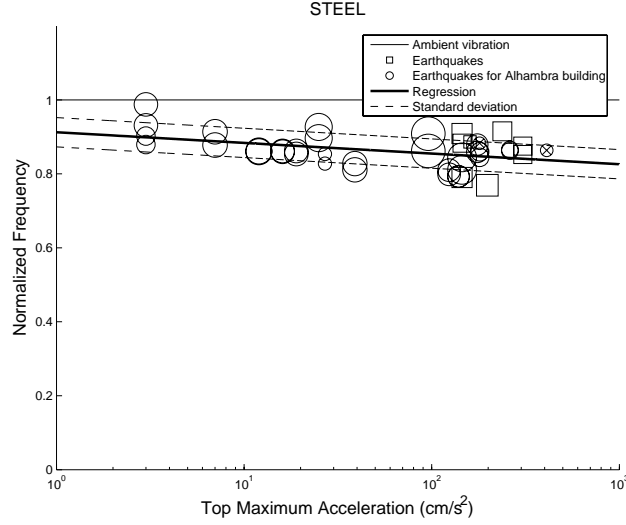


FIG. 5.17 – Seismic frequencies normalized by ambient vibrations frequencies of first and second modes or Longitudinal and transverse modes of STEEL buildings versus Maximum top acceleration. The '○' correspond to the Alhambra building, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. When the error (E_{tot}) is not known, the markers are crossed out (⊗).

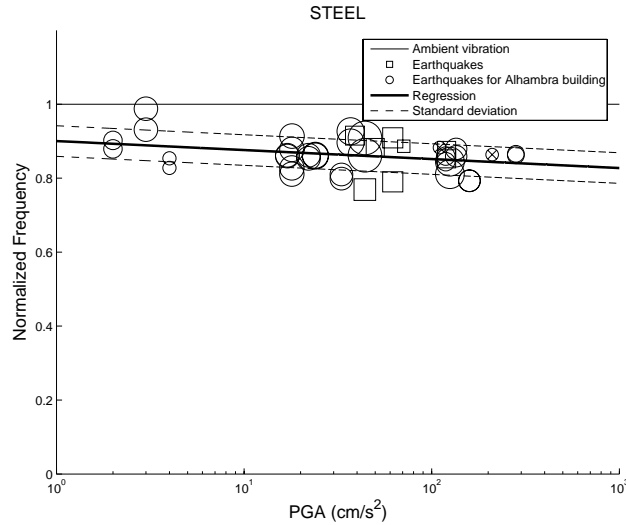


FIG. 5.18 – Seismic frequencies normalized by ambient vibrations frequencies of first and second modes or Longitudinal and transverse modes of STEEL buildings versus PGA. The '○' correspond to the Alhambra building, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. When the error (E_{tot}) is not known, the markers are crossed out (⊗).

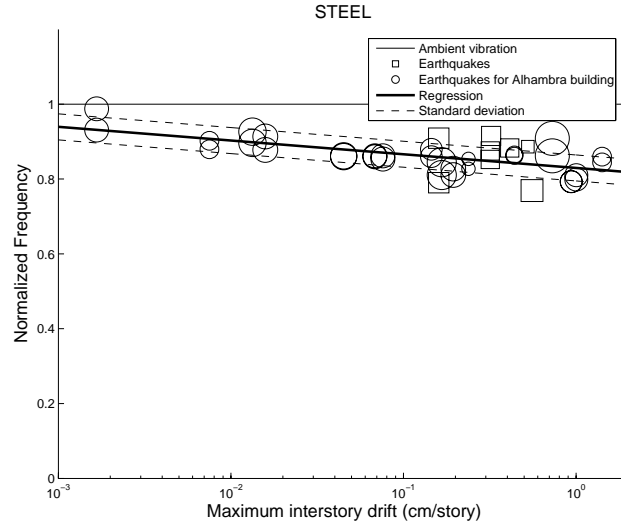


FIG. 5.19 – *Seismic frequencies normalized by ambient vibrations frequencies of first and second modes or Longitudinal and transverse modes of STEEL buildings versus Maximum interstory drift. The '○' correspond to the Alhambra building, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.*

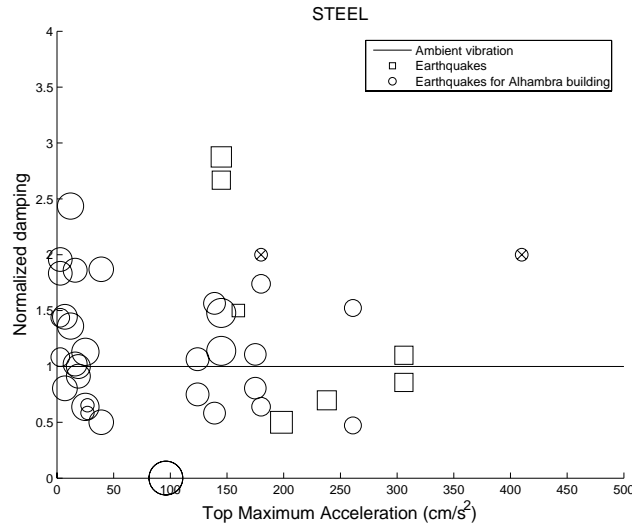


FIG. 5.20 – *Seismic dampings normalized by ambient vibrations dampings of first and second modes or Longitudinal and transverse modes of STEEL buildings versus Maximum top acceleration for STEEL buildings. The '○' correspond to the Alhambra building, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. When the error (E_{tot}) is not known, the markers are crossed out (⊗).*

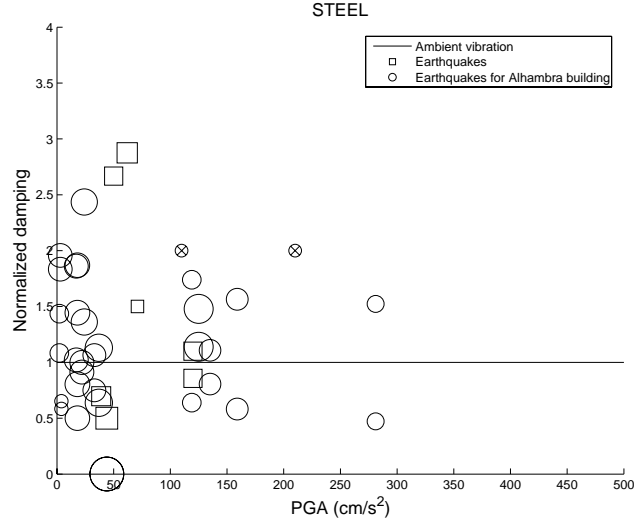


FIG. 5.21 – *Seismic dampings normalized by ambient vibrations dampings of first and second modes or Longitudinal and transverse modes of STEEL buildings versus PGA. The '○' correspond to the Alhambra building, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. When the error (E_{tot}) is not known, the markers are crossed out (⊗).*

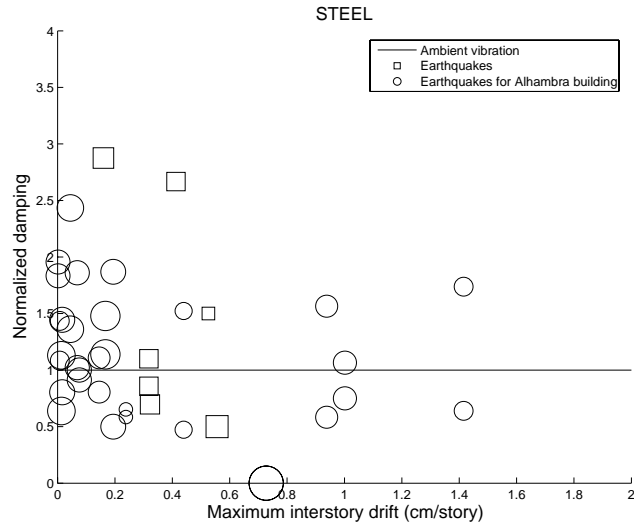


FIG. 5.22 – *Seismic dampings normalized by ambient vibrations dampings of first and second modes or Longitudinal and transverse modes of STEEL buildings versus Maximum interstory drift. The '○' correspond to the Alhambra building, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.*

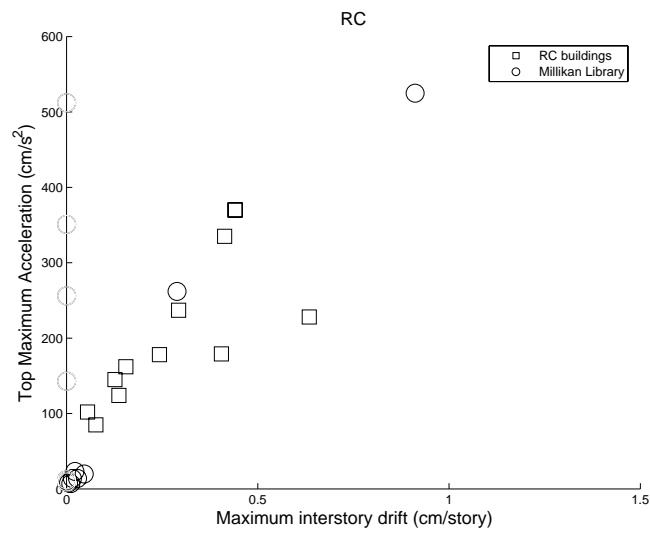


FIG. 5.23 – Maximum top acceleration Maximum versus interstory drift for RC buildings. The '○' for the Milikan Library, the '□' for all other buildings.

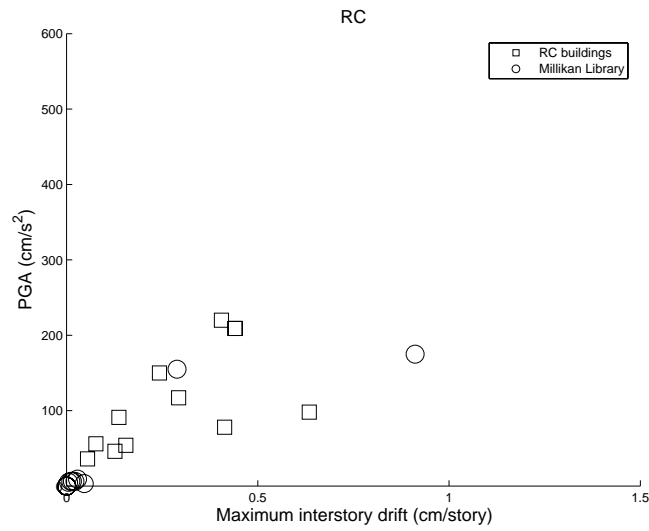
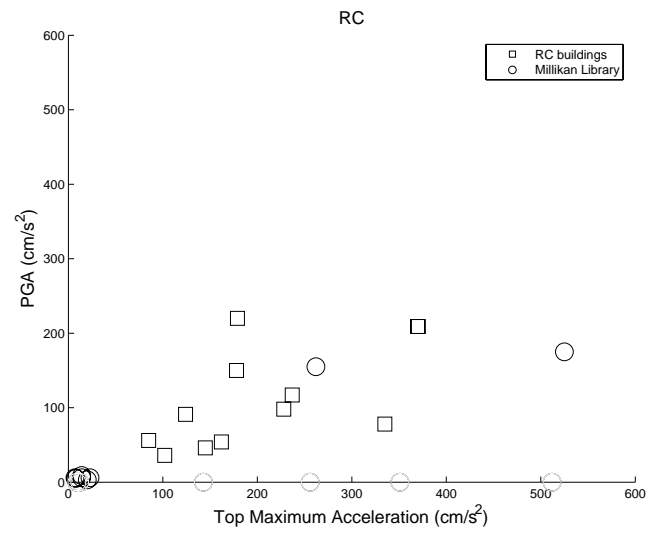


FIG. 5.24 – *PGA versus Maximum interstory drift for RC buildings. The '○' for the Milikan Library, the '□' for all other buildings.*



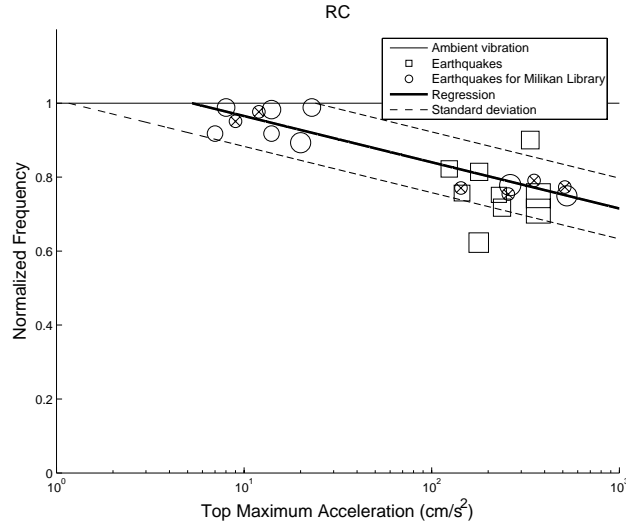


FIG. 5.26 – Seismic frequencies normalized by ambient vibrations frequencies of Longitudinal and transverse modes of RC buildings versus Maximum top acceleration. The '○' correspond to the Milikan Library, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification. When the error (E_{tot}) is not known, the markers are crossed out (⊗).

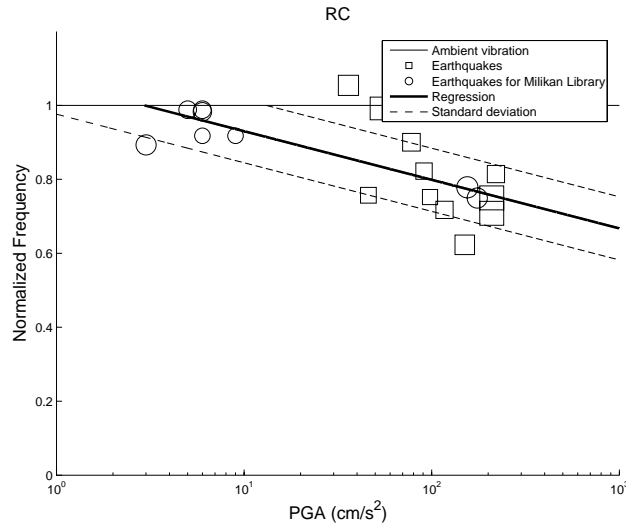


FIG. 5.27 – Earthquakes frequencies normalized by ambient vibration frequencies of Longitudinal and transverse modes of RC buildings versus PGA. The '○' correspond to the Milikan Library, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

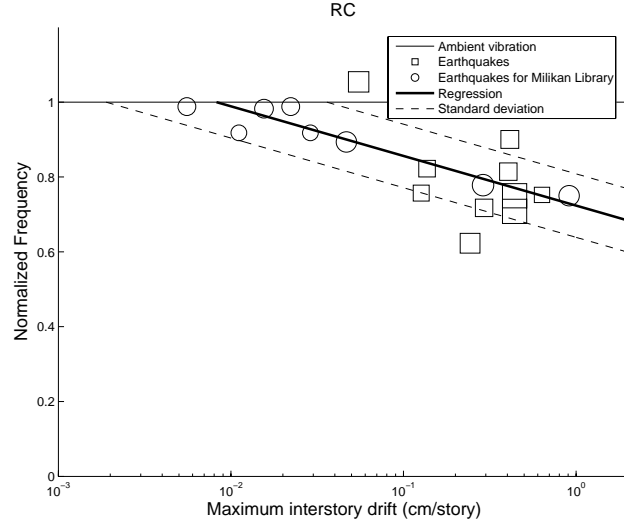


FIG. 5.28 – Seismic frequencies normalized by ambient vibrations frequencies of Longitudinal and transverse modes of RC buildings versus Maximum interstory drift. The '○' correspond to the Milikan Library, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

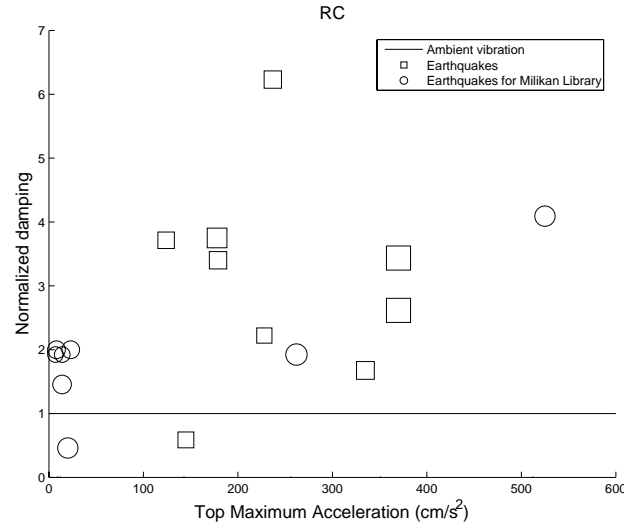


FIG. 5.29 – Seismic dampings normalized by ambient vibrations dampings of longitudinal and transverse modes of RC buildings versus Maximum top acceleration. The '○' correspond to the Milikan Library, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.

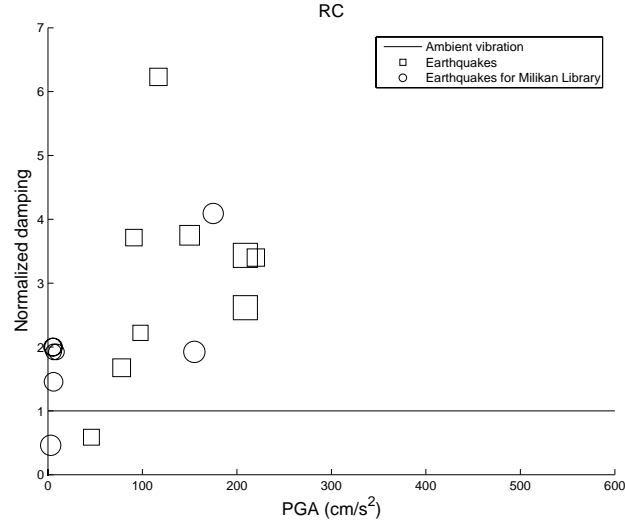


FIG. 5.30 – *Seismic dampings normalized by ambient vibrations dampings of longitudinal and transverse modes of RC buildings versus PGA. The '○' correspond to the Milikan Library, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.*

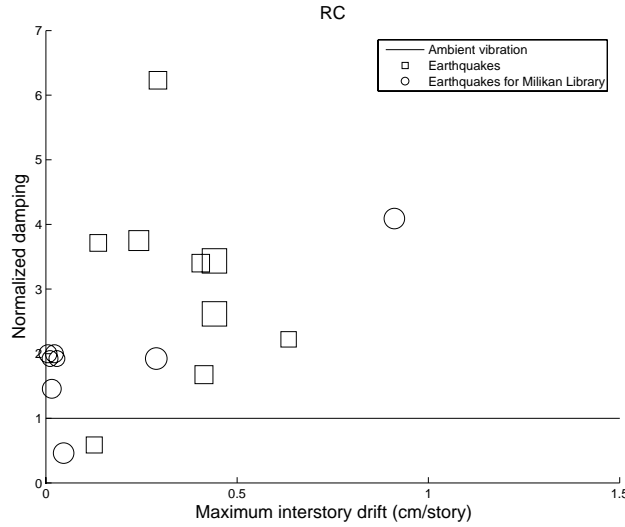


FIG. 5.31 – *Seismic dampings normalized by ambient vibrations dampings of longitudinal and transverse modes of RC buildings versus Maximum interstory drift. The '○' correspond to the Milikan Library, the '□' correspond to all other buildings. The size of markers (○ and □) is proportional to the error (E_{tot}) of the identification.*

Chapitre 6

Indicateurs d'endommagement

Sommaire

6.1	Contexte	143
6.2	Eléments de structure (IUT)	145
6.2.1	Expérimentation	145
6.2.2	Poteaux	145
6.2.3	Poutres	151
6.2.4	Conclusion	154
6.3	Structure complète (Boumerdes)	155
6.3.1	Contexte sismique - parasismique de l'Algérie	155
6.3.2	Description des bâtiments	157
6.3.3	Instrumentation des bâtiments	161
6.3.4	Analyse des résultats	168
6.3.5	Indicateurs d'endommagement	170
6.3.6	Conclusion	172

6.1 Contexte

La plupart des structures de génie civil se dégradent progressivement durant leur service ou brusquement suite à des accidents (dépassement de charge admissible, séisme, feux, ...). D'un point de vue de la solidité et de la sécurité des structures, il est important de détecter ces dommages. La question qui se pose, pour les structures existantes et en particulier après les séismes, est de trouver des méthodes non destructives de détection des dommages.

Le comportement dynamique d'une structure est caractérisé par plusieurs modes propres de vibrations avec des fréquences et des déformées particulières qui sont déterminées par la géométrie, la distribution des masses et des rigidités et par les conditions aux limites [Clough and Penzien, 1993]. De nombreuses études montrent que les dommages interviennent principalement sur la rigidité, et par conséquent sur les fréquences et déformées [Chen et al., 1995]. L'idée est, alors, d'identifier les caractéristiques dynamiques des structures, pour ensuite les comparer aux caractéristiques initiales ou à des caractéristiques calculées. Il serait ainsi possible d'utiliser un indicateur de dommages basé sur les changements de fréquences (différence relative) comme proposé par DiPasquale and Cakmak [1990] ou Nazé [2004] ou un indicateur basé sur les déformées [Crémona, 2004].

Dans cette optique de quantification du dommage par essais non destructifs, de nombreuses études [Luong et al., 1992; Koh et al., 1995; Boutin et al., 1999; Uehan and Meguro, 2000; Crémona, 2004] s'intéressent à l'identification du comportement dynamique des structures soumises aux sollicitations de faibles amplitudes (chocs ou lâcher). Par exemple, Luong et al. [1992] ont pu juger de l'état d'endommagement de pylônes électriques métalliques par des mesures de vibrations après un lâcher; Uehan and Meguro [2000] par des enregistrements de bruit de fond ont estimé l'état de dégradation de piles de passage surélevé de train suite à un événement sismique et ont ensuite évalué l'efficacité des renforcements apportés; Boutin et al. [1999] ont supprimé des éléments de façade préfabriqués pour évaluer leur influence sur le comportement dynamique global de la structure.

L'analyse du comportement dynamique par enregistrements de bruit de fond entre dans ce cadre d'essais non destructifs et autorise, de plus, des essais rapides et peu coûteux. Ce qui est nécessaire soit pour un suivi régulier, soit pour l'étude d'un grand nombre de structures (ville) soit enfin pour des cas d'urgence. Tel que, par exemple, suite à un séisme majeur où tout le parc immobilier de la région concernée demande à être évalué de façon rapide pour décider de la politique à suivre [AFPS, 2004].

Il faut noter que les fréquences sont représentatives du comportement d'ensemble de la structure et sont donc relatives à une échelle globale, alors que les déformées indiquent des comportements localisés. Les fréquences autorisent donc une estimation globale des dommages alors que l'examen des déformées modales peut théoriquement donner accès à la localisation des dommages. Suivant l'objectif de l'étude, l'observation des fréquences ou des déformées est nécessaire. De plus, sachant qu'une paire de capteurs peut suffire à obtenir les fréquences alors que l'obtention des déformées demande une instrumentation lourde avec la mise en place de capteurs en tous les points où la déformée est souhaitée, l'étude des dommages globaux et la localisation des dommages ne demandent pas les mêmes moyens en temps et matériel. Dans une approche où une mesure de comportement dynamique de structure permet d'obtenir une

quantification globale des dommages, les indicateurs basés sur les fréquences devraient suffire d'aide à la décision en vue d'une étude approfondie.

Dans le but d'appréhender comment l'analyse dynamique des structures par enregistrements de bruit de fond permet de quantifier l'endommagement des structures nous nous sommes en premier lieu attachés à l'étude de l'endommagement d'éléments de structure. En effet, comme les bâtiments en béton armé sont, en grande majorité, composés par l'assemblage d'éléments de base tels des poteaux, des poutres ou des voiles, il est intéressant de connaître les capacités de discernement de cette méthode d'identification pour ces éléments de base. De plus, à ce jour, peu d'études ont caractérisé l'évolution du comportement dynamique d'éléments de structure par des enregistrements de bruit de fond. Dans un second temps, nous nous sommes attachés à estimer le comportement dynamique global de structures réelles suite à un événement sismique majeur pour calculer un indicateur de dommages basés sur le changement de fréquence et de comparer cet indicateur à une évaluation post-sismique basée sur des observations visuelles.

6.2 Eléments de structure (IUT)

Dans le cadre de Travaux Pratique de l'IUT de Génie Civil de Grenoble, les étudiants dimensionnent et réalisent des poteaux et des poutres en béton armé. Ces éléments de structure sont ensuite testés sous une presse pour observer les modes de ruptures et vérifier les estimations de résistance. Les poteaux et poutres sont chargés à différents paliers en passant par les charges ELS (Etat Limite de Service) et ELU (Etat Limite Ultime) et jusqu'à la rupture. Dans ce cadre, nous avons pu réaliser des enregistrements de bruit de fond sur ces éléments de structure aux différentes étapes de chargement et donc d'endommagement. Il faut noter que ces tests sont adaptés à partir de TPs, ce qui ne permet pas de maîtriser totalement les conditions expérimentales.

6.2.1 Expérimentation

Le matériel d'enregistrement du bruit de fond utilisé est composé de sismomètres Lennartz Le-3d light avec une fréquence de coupure à 1 Hz et d'une station CityShark II qui permet d'enregistrer jusqu'à 18 composantes simultanément (ou 6 capteurs à 3 composantes) [Chatalein et al., 2000]. Pour les poteaux, un capteur a été disposé au sommet et au pied sur la dalle d'essai (Figure 6.1). Pour les poutres, un capteur a été disposé au milieu et à chacune des extrémités (Figure 6.7).

Les enregistrements de bruit de fond durent au minimum cinq minutes à une fréquence d'échantillonnage de 150 Hz. Il a été possible de réduire le temps d'enregistrement à cinq minutes au lieu de quinze minutes comme traditionnellement utilisé car dans le cadre d'une expérience en laboratoire il est possible de maîtriser les perturbations de bruit. A partir des ces enregistrements les spectres d'amplitude ont été calculés pour mettre en évidence les fréquences des modes de vibration.

Après chaque palier de chargement, le chargement et le système de chargement ont été retirés et le système d'enregistrement du bruit de fond a été mis en place. Ce qui fait que pour chaque mesure, l'élément de structure se retrouve dans un état de chargement identique (poids propre), mais ayant subi des histoires de chargement différentes.

6.2.2 Poteaux

Les quatre poteaux en béton armé étudiés ont une section de 15×15 cm avec une hauteur totale de 1,95 m. L'embase du poteau est de forme pyramidale d'une section de 70×70 cm et d'une hauteur de 7 cm se raccordant au poteau sur une hauteur de 14 cm. Durant l'essai les poteaux sont posés sur un lit de sable d'une épaisseur d'environ 4 cm. Ce lit de sable a pour vocation d'égaleriser l'appui du poteau sur le sol. Le béton utilisé est différent pour chaque poteau. Les tests sur éprouvette montrent des résistances en compression variant entre 20 et 25 MPa suivant les poteaux. Les poteaux ont été ferrailés avec quatre HA 10 et des cadres HA6 tous les 15 cm. Il sont calculés pour résister à un chargement normal ELU de 250 KN pour un béton à 25 MPa.

La rupture des poteaux est fragile par compression du béton. La rupture peut apparaître

à n'importe quelle section du poteau, mais apparaît en général au raccordement de la base et du poteau (Figure 6.2). Ce type de chargement et de rupture n'est pas celui qui provoque la ruine des structures lors des chargements sismiques. En effet, les séismes induisent des efforts horizontaux aux structures qui sollicitent les poteaux dans leurs directions horizontales et la ruine intervient par cisaillement des poteaux [AFPS, 2004].



FIG. 6.1 – Vues d'un poteau sous la presse durant les enregistrements de bruit de fond. Le poteau repose sur un lit de sable pour égaliser son appui au sol.



FIG. 6.2 – Mode de rupture en pied du poteau (gauche) ou en tête du poteau (droite).

Observations

Les fréquences obtenues par identification sur les amplitudes spectrales au sommet des quatre poteaux après chaque chargement sont listées dans le Tableau 6.1 (Figures F.1 à F.7). Pour le poteau 1, il n'a pas été fait de mesure avant l'application de la première charge. Pour le Poteau 2, la rupture n'a pas été atteinte pour les capacités de la presse. Les poteaux 3 et 4 ont montré une rupture en pied de poteau et le poteau 1 a montré une rupture en tête.

Les fréquences ont été observées dans les deux directions horizontales du poteau. Etant donné la symétrie entre les deux directions horizontales du poteau, on pourrait s'attendre à un comportement identique dans ces deux directions. Mais on observe une différence systématique de fréquence comprise entre un rapport de 0,6 et 0,8.

Les fréquences observées avant le premier chargement sont comprises entre 6,2 et 12,4 Hz et après la rupture sont comprises entre 2,8 et 6,4 Hz (Tableau 6.1). Etant donné que la rupture peut apparaître à toute section des poteaux, les fréquences résiduelles après rupture peuvent montrer de grandes différences suivant où la rupture apparaît (à l'embase ou au sommet du poteau). De plus, comme les poteaux reposent sur un lit de sable, le comportement dynamique avant l'application d'une première charge peut dépendre du positionnement du poteau sur le sable. Nous ne considérerons donc pas les fréquences obtenues avant l'application d'une première charge et après la rupture.

Après le premier chargement de 100 KN , les fréquences sont comprises entre 5,5 Hz et 8,9 Hz (Tableau 6.1 et Figure 6.3). Après la dernière charge avant la rupture, les fréquences sont comprises entre 4,8 Hz et 6,9 Hz . Les chutes de fréquences entre la première charge et les dernières charges avant rupture peuvent être faibles : facteur 1 pour le poteau 1 ou conséquentes : facteur 0,70 pour le poteau 3 (Tableau 6.1 et Figure 6.3).

Afin de pouvoir comparer tous les poteaux entre eux, les fréquences (f_0) ont été normalisées par les fréquences (f_{lim}) observées après la dernière charge avant rupture et les charges (F) ont été normalisées par cette dernière charge (F_{lim}) avant rupture (Figure 6.4). La représentation des fréquences normalisées en fonction des charges normalisées montre une décroissance générale mais les écarts à la régression sont importants pour les faibles charges (Figure 6.4). L'équation de la régression est la suivante :

$$\frac{f_0}{f_{lim}} = 1,0 - 0,12 * \log \left(\frac{F}{F_{lim}} \right) \text{ avec } \sigma = 0,06 \quad (6.1)$$

Ce que l'on peut retenir de cette régression c'est une diminution moyenne d'un facteur 0,75 des fréquences entre le premier chargement et avant la rupture.

		Avant	1 ^{ere}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	Après
		charge	charge	charge	charge	charge	charge	charge	charge	rupture
Poteau	F (KN)	-	100	200	300	400	-	-	-	430
1	f_0N (Hz)	-	5,98	6,10	5,87	5,87	-	-	-	5,53
	f_0E (Hz)	-	7,43	7,57	7,00	6,60	-	-	-	6,35
Poteau	F (KN)	0	100	200	300	400	500	600	790	-
2	f_0N (Hz)	6,22	5,53	5,64	5,64	5,32	5,01	5,01	5,11	-
	f_0E (Hz)	12,38	7,73	7,43	7,14	6,87	6,60	6,47	6,35	-
Poteau	F (KN)	0	100	200	300	400	500	-	-	770
3	f_0N (Hz)	10,17	6,60	5,34	5,11	4,92	4,73	-	-	2,83
	f_0E (Hz)	11,67	7,73	6,60	6,22	5,98	5,87	-	-	3,52
Poteau	F (KN)	0	100	200	300	400	500	-	-	780
4	f_0N (Hz)	6,60	6,73	5,98	5,64	5,42	5,32	-	-	3,88
	f_0E (Hz)	10,58	8,86	7,73	7,43	7,00	6,87	-	-	4,92

TAB. 6.1 – Fréquence dans les deux directions (f_0N et f_0E) calculée à partir des amplitudes spectrales au sommet des poteaux pour les différents poteaux aux différents états de chargement (F).

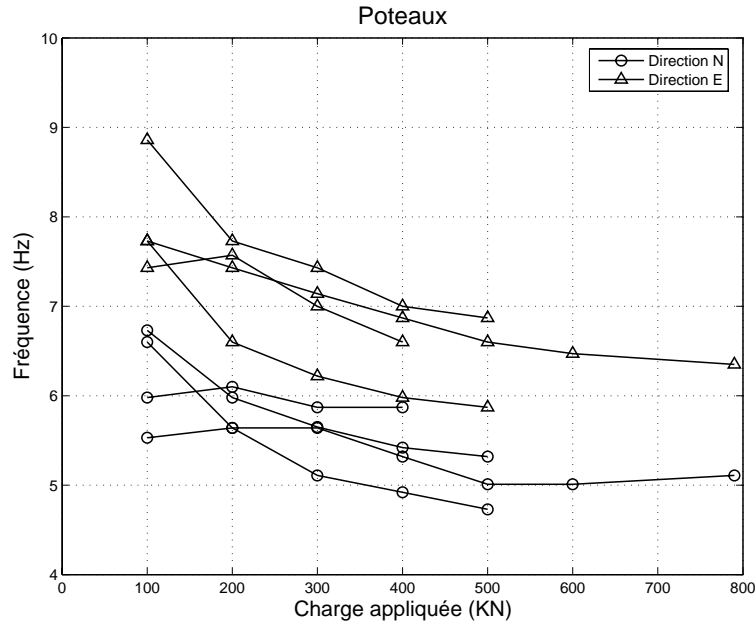


FIG. 6.3 – Evolution des fréquences Nord et Est en fonction de la charge appliquée. Ne sont pas représentées les fréquences avant chargement et après rupture.

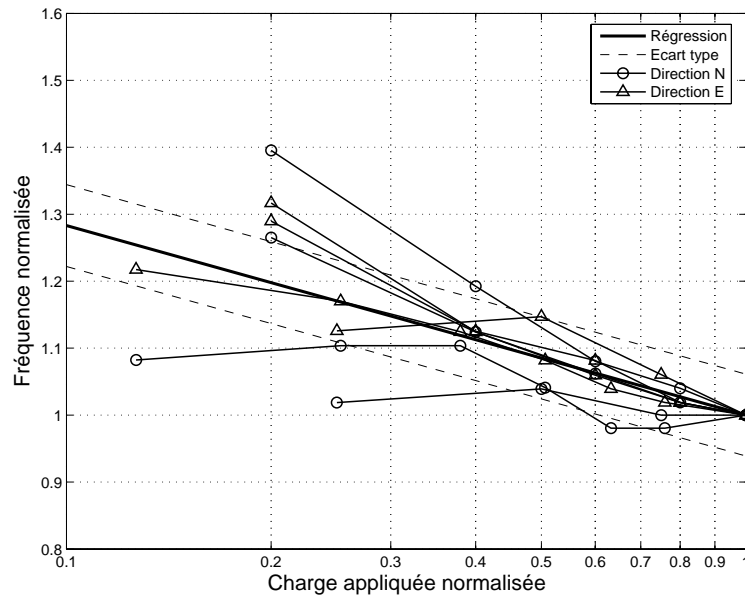


FIG. 6.4 – Evolution des fréquences Nord et Est en fonction de la charge appliquée. Ne sont pas représentées les fréquences obtenues pour les cas de charge avant la rupture et après le premier chargement. Les fréquences et les charges sont normalisées par les valeurs obtenues pour le cas de charge avant la rupture. Les droites correspondent à la régression (Ligne continue) avec son écart type (lignes tiretées) en forçant la régression à passer par le point (1;1).

Analyse

La modélisation de ce type de poteau n'est pas "simple" d'une part car le poteau n'est pas encastré au sol mais repose par gravité sur le lit de sable d'une épaisseur d'environ 4 *cm* et d'autre part l'embase du poteau est plus large que la section courante. La liaison avec le sol ne peut alors pas être considérée comme un encastrement parfait. Le comportement dynamique de ces poteaux devrait prendre en compte la souplesse apportée par le lit de sable. Comme le lit de sable n'est pas un demi espace infini, la modélisation de son comportement ne peut pas être simplement prise en compte par un modèle d'interaction sol-structure. La modélisation d'un poteau encastré et d'un poteau sur un sol souple ont été menées pour appréhender le comportement dynamique de cet ensemble poteau+sable.

Le calcul du poteau comme une console en flexion d'une longueur de 1,95 *m* et d'une section de $15 \times 15 \text{ cm}^2$ avec un module d'Young de $1100 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1100 \sqrt[3]{20 \text{ ou } 25} = 29000 \text{ ou } 32000 \text{ MPa}$ [BAEL, 1991] indique un mode fondamental entre 21,7 et 22,8 *Hz* (avec f_{cj} la résistance en compression du béton en *MPa*). Ce qui est plus de deux fois plus élevé que les fréquences observées sur les poteaux avant chargement. Pour obtenir une fréquence voisine de 10 *Hz* avec ce modèle il faudrait un module d'Young de 6000 *MPa*. Ce qui n'est pas concevable pour ce type de béton. Les poteaux ne peuvent donc pas être considérés comme encastrés à leur base.

La prise en compte du sable peut être faite en utilisant un modèle d'interaction sol-structure qui considère le poteau encastré sur demi espace infini et souple. Le demi espace est constitué d'un matériau équivalent au sable : $v_s = 100 \text{ ou } 200 \text{ m/s}$, $\rho = 1600 \text{ Kg/m}^3$ et $\nu = 0,33$. Le poteau est toujours considéré comme une console en flexion d'une longueur de 1,95 *m* et d'une section de $15 \times 15 \text{ cm}^2$ avec un module d'Young de $1100 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1100 \sqrt[3]{20 \text{ ou } 25} = 29000 \text{ ou } 32000 \text{ MPa}$ [BAEL, 1991]. Ce modèle montre des fréquences comprises entre 18,6 *Hz* et 21,9 *Hz*. Pour obtenir des fréquences de l'ordre de 10 *Hz* avec ce modèle, il faut un matériau sol avec une vitesse d'onde S (v_s) de 40 *m/s*. Le modèle qui permet d'obtenir une fréquence de l'ordre de 10 *Hz* montre que les déformées n'apparaissent pas uniquement dans le poteau mais aussi par rotation du sol à la base du poteau.

Pour ces deux modélisations, les conditions de liaison du poteau avec son support ont été considérées comme un encastrement. Les résultats de ces deux modèles montrent que cette hypothèse n'est pas valable et/ou le sol ne peut pas être modélisé par un demi espace infini. Le calage de ces deux modèles pour obtenir une fréquence de l'ordre de 10 *Hz* implique des caractéristiques de matériaux non réalistes. Il semble donc que ces deux modèles simples ne représentent pas le comportement de cet ensemble poteau + sol. Les conditions de fixation devant sûrement intervenir dans le comportement, la modélisation du lit de sable n'est pas possible avec ces modèles simples. Il est alors difficile d'attribuer les diminutions de fréquences mesurées lors de l'expérience à uniquement une dégradation de la rigidité du poteau. Cette diminution peut être attribuée aussi à une modification de la fixation du poteau au sable et à une modification des caractéristiques du sable suite au chargement.

Afin de reconduire ce type d'expérimentation, il serait intéressant de pouvoir fixer le poteau sur la dalle d'essai afin de produire un encastrement parfait qui éviterait les discussions possibles sur l'interprétation des modes observés.

6.2.3 Poutres

Deux types de poutres ont été testés : (1) trois poutres sur trois appuis simples (aux deux extrémités et un à mi-travée) avec deux charges (P) à mi-travée (Figures 6.5 et 6.7a) et (2) une poutre sur deux appuis simples (aux deux extrémités) avec le même chargement que l'autre type de poutre (Figures 6.6, 6.7b et 6.7c). Les poutres ont des caractéristiques géométriques identiques dans les deux cas : une section de 10 *cm* dans la direction transversale et 20 *cm* dans la direction verticale avec une longueur de 3,5 *m*. Le ferrailage des poutres sur trois appuis est composé de cadres transversaux HA6 tous les 7,5 *cm* entre les charges et tous les 15 *cm* en dehors des charges. Le ferrailage longitudinal est constitué de 4 HA 8 en bas de la poutre et de 2 HA 8 et 2 HA 10 en haut de la poutre entre les charges. Le ferrailage des poutres sur deux appuis est composé de cadres transversaux HA6 tous les 15 *cm*. Le ferrailage longitudinal est constitué de 4 HA 10 en bas de la poutre et de 2 HA 8 en haut de la poutre. Comme pour les poteaux, le béton utilisé pour chaque poutre est différent et montre des résistances comprises entre 20 et 25 *MPa* suivant les poutres. Les poutres sur trois appuis sont calculées pour résister à un chargement ELS préjudiciable de $2P=58$ *KN* et un chargement ELU de $2P=97$ *KN* pour un béton à 25 *MPa*. Les poutres sur deux appuis sont calculées pour résister à un chargement ELS préjudiciable de $2P=21$ *KN* et un chargement ELU de $2P=37$ *KN* pour un béton à 25 *MPa*.

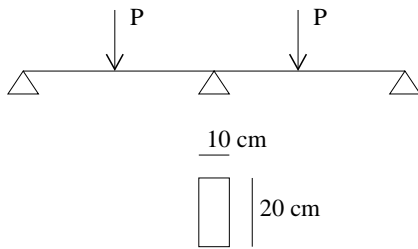


FIG. 6.5 – *Shéma de chargement de la poutre sur 3 appuis.*

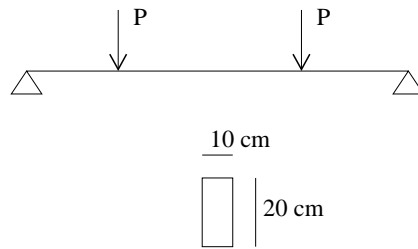


FIG. 6.6 – *Shéma de chargement de la poutre sur 2 appuis.*

Le chargement induit des efforts de flexion et de cisaillement dans les poutres. Les ruptures observées sont en cisaillement pour les poutres sur trois appuis (Figure 6.8) et en flexion pour la poutre sur deux appuis (Figure 6.9).

Dans le cas des poutres sur trois appuis, les appuis sont constitués par des profilés métalliques (IPE 200) de 1 *m* de hauteur avec des renforts qui rigidifient le profilé et permettent de fixer les appuis au sol (Figure 6.7). Dans le cas des poutres sur deux appuis, les appuis sont constitués par l'empilement de trois blocs de béton armé d'une section 1×1 *m* et de 30 *cm* d'épaisseur (Figure 6.7). Les appuis en profilé métallique ont été changés pour les appuis en blocs de béton afin de créer un contraste de masse et de rigidité entre la poutre et les appuis pour que les fréquences de la poutre et de l'ensemble poutre+appuis ne soient pas semblables.

En effet, considérons toute la masse (M) de la poutre (175 *Kg*) au bout d'une console formée par un profilé métallique : IPE 200 d'une hauteur (h) de 1 *m* avec un module d'Young (E) de 210 000 *MPa* et des inerties (I) de 1943 et 142 *cm*⁴ suivant ses deux directions principales. Les fréquences de l'ensemble sont alors, suivant l'équation (6.2), de 42,1 et 11,4 *Hz*

dans les deux directions. Ces fréquences ne sont qu'un ordre de grandeur car les appuis ne sont pas seulement constitués du profilé métallique.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{\frac{h^3}{M}}} \quad (6.2)$$

Alors que le calcul des fréquences de la poutre sur deux appuis simples avec une longueur de 3,5 m, une section de 10×20 cm et un module d'Young 29000 à 32000 MPa montre le mode fondamental entre 25,2 et 26,5 Hz dans la direction verticale et entre 12,6 et 13,2 Hz dans la direction horizontale. Donc, le premier mode horizontal de la poutre se trouve dans la même plage de fréquence qu'une des fréquences de l'ensemble poutre + appuis et il devient alors difficile de départager les modes de vibrations de façon claire.

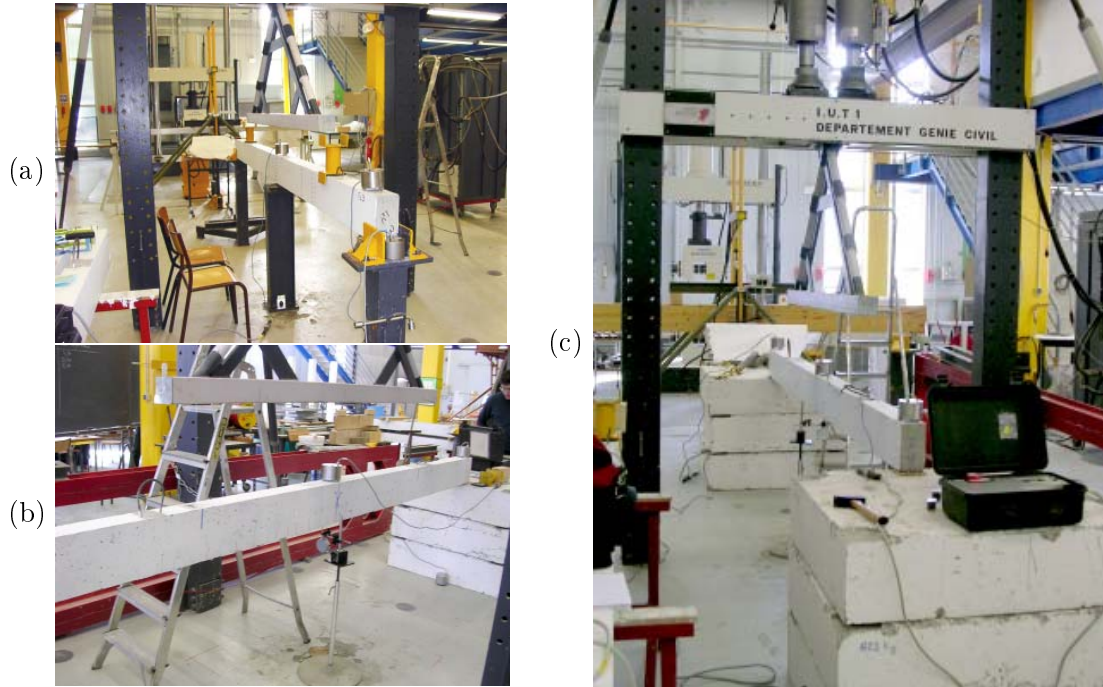


FIG. 6.7 – Vues des poutres sous la presse durant la mesure de bruit de fond. La poutre repose soit sur des profilés métalliques verticaux (a), soit sur l'empilement de trois blocs de béton (b) et (c).

Ont été testée trois poutres sur les appuis en profilé métallique (poutres 1 à 3) et une poutre sur les appuis en béton (Poutre 4). A noter que dans le cas des poutres sur trois appuis, durant les enregistrements de bruit de fond, les appuis de la poutre ont été modifiés pour que la poutre se retrouve sur deux appuis. Donc durant tous les enregistrements, les poutres sont sur deux appuis simples à leurs extrémités. Pour chaque enregistrement il a été calculé un spectre dans les trois directions (verticale, longitudinale et transversale) (Figures G.1 à G.4).

Les spectres dans la direction longitudinale des poutres 1 à 3, montrent systématiquement un unique pic marqué autour de 16-17 Hz pour tous les chargements (Figures G.1 à G.3). Comme la fréquence de ces pics ne varie pas avec le chargement et les poutres n'ont pas de



FIG. 6.8 – *Rupture suivant un mode de cisaillement de la poutre.*

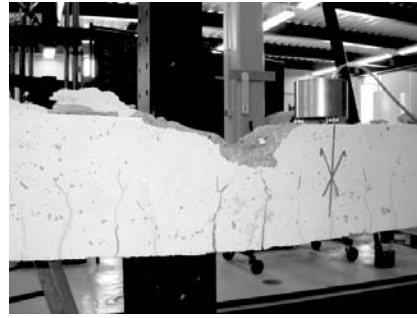


FIG. 6.9 – *Rupture suivant un mode de flexion de la poutre.*

modes de vibration longitudinaux à ces fréquences, ce mode peut être associé au mode de vibration de l'ensemble poutre+appuis dans la direction longitudinale. La fréquence calculée de l'ensemble poutre+appuis, voisine de 13 Hz , correspond à ce mode observé en tenant compte de la rigidité apporté par les renforts des appuis métalliques.

Dans les directions transversales et verticales des poutres 1 à 3 les observations sur les fréquences des pics sont les suivantes :

- Poutre 1 : Dans la direction transversale on peut observer un pic marqué présent à toutes les étapes de chargement (Figure G.1). La fréquence de ce pic évolue avec le chargement : la fréquence augmente après le premier chargement pour diminuer avec l'augmentation du chargement et enfin augmenter après la rupture. La fréquence diminue de 56 % entre après le premier chargement et après le dernier chargement avant rupture. Dans la direction verticale, pour les 3 premiers cas de charge, il n'apparaît pas de pics marqué entre 20 et 30 Hz (Figure G.1a, b et c). Pour les 3 derniers cas de charge un pic apparaît à 28 , 23 puis 16 Hz (Figure G.1d, e et f). Le pic à 16 Hz observé après la rupture coïncide avec le pic longitudinal. Soit cette coïncidence est un hasard, soit elle s'explique par un couplage des modes. Dans le deuxième cas, il n'est pas possible d'associer ce mode à un mode vertical.
- Poutre 2 : Dans la direction transversale de la poutre 2 un pic principal apparaît à 12 Hz avant chargement puis à une fréquence constante de 14 Hz après les quatre étapes de chargement pour enfin descendre à 5,5 Hz (Figure G.2). Etant donné la non-variation de la fréquence de ce pic après les quatre étapes de chargement, ce pic ne peut pas être associé au mode transversal de la poutre. Dans la direction verticale, l'identification d'un pic entre 20 et 30 Hz restant présent après chaque chargement n'est pas évidente (Figure G.2). Après la rupture, un unique pic marqué apparaît mais sa fréquence coïncide avec celle du mode longitudinal.
- Poutre 3 : Dans la direction transversale de la poutre 3 un pic principal marqué apparaît après chaque chargement (Figure G.3) sauf après le chargement à 29 KN (Figure G.3c). En prenant en compte les chargements à 15, 40 et 50 KN , on peut observer une diminution régulière de la fréquence transversale qui passe de 10,61 Hz à 10,31 Hz et à 10,01 Hz . Ce dernier chargement n'a pas atteint la rupture de la poutre. On observe ici, une diminution de fréquence de 6 %. Dans la direction verticale, on peut observer

un pic marqué entre 20 et 30 Hz dont la fréquence passe de 29,03 Hz à 25,26 Hz après le premier chargement et après le chargement à 50 KN , soit une diminution 13 %.

- Poutre 4 : Dans la direction transversale de la poutre 4 deux pics marqués apparaissent après chaque chargement (Figure G.4). La fréquence du premier pic passe de 9,76 Hz après le premier chargement à 7,67 Hz après le dernier chargement avant la rupture, soit une diminution de 20 %. Après la rupture la fréquence de ce pic augmente à 10,73 Hz . la fréquence du deuxième pic oscille entre 12 et 13 Hz . La fréquence de ce deuxième pic coïncide pour chaque étape de chargement à la fréquence d'un pic de la direction longitudinale. Donc, ce deuxième pic peut être associé à un mode de l'ensemble poutre+appuis. Alors que le premier pic peut être associé à un mode de la poutre. Dans la direction verticale, il apparaît deux ou trois pics marqués entre 20 et 30 Hz . Ces pics apparaissent et disparaissent suivant les étapes de chargement et leur fréquence évolue. Il est alors difficile d'associer clairement un pic à un mode de vibration verticale de la poutre.

Les modes de vibrations transversaux et verticaux de ces poutres ne sont pas identifiables de façon fiable. Ceci est dû au dispositif expérimental qui a lui même un de ses modes de vibration dans la même plage de fréquence que l'élément de structure à étudier. En modifiant le dispositif expérimental pour s'affranchir des interférences entre les modes du dispositif et de la poutre, le problème a été résolu dans la direction transversale, mais dans la direction verticale il n'est pas possible de clairement identifier le mode de vibration de la poutre. Afin de refaire une telle expérience, il est nécessaire, d'une part, de fixer la poutre sur ses appuis afin d'éviter tout mouvement parasite en faisant attention de respecter les conditions de rotation des appuis. D'autre part, de choisir des appuis de faible hauteur pour ne pas introduire une possibilité de résonance entre le dispositif expérimental et la poutre étudiée.

6.2.4 Conclusion

Nous avons estimé les fréquences propres par enregistrements de bruit de fond de poteaux et de poutres en béton armé. Les fréquences ont été estimées après des niveaux de chargement différents allant du poids propre à la rupture. Il a été observé pour les poteaux une diminution moyenne de 30 % des fréquences propres des poteaux entre un chargement à $0,2 \times$ rupture et un chargement voisin de la rupture. De par les conditions expérimentales des tests, il n'est pas possible de corrélérer directement cette diminution de fréquence à une perte de rigidité des poteaux.

Les tests des poutres ne permettent pas d'identifier clairement dans tous les cas leurs premiers modes propres de par le dispositif expérimental qui n'est pas adapté à ce type d'observations. Sans remettre en cause la possibilité d'analyse dynamique d'éléments de structure par enregistrement de bruit de fond, ces tests montrent que les conditions expérimentales doivent être adaptées au type de mesure effectuées.

6.3 Structure complète (Boumerdes)

Le mercredi 21 mai 2003, à 19h44 (heure locale), un séisme de magnitude Mw 6,8 [Bounif et al., 2004] frappait le nord de l'Algérie. Son épicentre était situé en mer, et les régions de Boumerdes et d'Alger ont été touchées. Sur les 3 à 4 millions d'habitants de la zone concernée, on a compté officiellement 2278 morts et 11450 blessés [AFPS, 2004].

Le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 a provoqué d'importants dégâts, notamment dans la ville de Boumerdes. Nous avons réalisé une série d'enregistrements du bruit de fond sur plusieurs bâtiments de la "Cité des 1200 Logements" et de la "Cité des 800 Logements" situées à Boumerdes, composées de constructions de type poteaux-poutres pour la première et voile en béton armé pour la seconde, afin de déterminer leurs caractéristiques dynamiques. Cette campagne d'enregistrement a été réalisée en collaboration entre le Centre de Génie Parasismique (CGS) d'Alger et le LGIT de Grenoble en juillet-août 2003.

L'analyse d'enregistrements du bruit de fond sur des bâtiments identiques ayant subi des dommages à des degrés différents a pour but de montrer qu'il est envisageable d'utiliser une telle méthode, soit pour expliquer une répartition anormale des dégâts, soit comme complément de l'inspection visuelle pour le classement des bâtiments après un séisme. Les résultats encourageants obtenus dans cette étude montrent l'utilité de multiplier les études de cas afin de mettre en place une méthodologie basée sur la mesure des fréquences propres des bâtiments à l'aide d'enregistrements du bruit de fond.

6.3.1 Contexte sismique - parasismique de l'Algérie

Le contexte sismique algérien

L'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque eurasienne et la plaque africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié au contexte tectonique compressif créé par la remontée de la plaque africaine contre la plaque eurasienne. En effet, ces plaques se rapprochent l'une de l'autre de 5 à 6 mm par an dans la région d'Alger (c'est ce phénomène qui est à l'origine de la chaîne de l'Atlas Tellien) [AFPS, 2004].

Le dernier tremblement de terre majeur en Algérie est celui d'El Asnam (anciennement Orléans-ville et maintenant Ech-Cheliff). Ce séisme de magnitude 7,1 avait fait près de 5000 morts le 10 octobre 1980. En 1954, la même ville avait déjà été meurtrie par un séisme de magnitude 6,4 qui avait fait plus de 1000 morts. Le séisme du 21 mai 2003 (magnitude Mw 6,8, profondeur 10 km [Bounif et al., 2004]) a été très largement ressenti jusqu'aux côtes de la Méditerranée nord, notamment dans les régions niçoise et ligure. Aucune rupture en surface n'a pu être clairement observée. Soit la faille est située entièrement en mer, comme le laisse suggérer la localisation épicentrale, soit la rupture ne s'est pas propagée en surface [AFPS, 2004].

L'événement du 21 mai 2003 a été suivi durant la première semaine de plus de 1000 répliques avec une magnitude $Md > 1$, la plus forte atteignant une magnitude Mw 5,8 [Bounif et al., 2004]. Juste après le choc principal, une station accélérométrique a été installée par le CGS à Boumerdes, à 7 km de l'épicentre déterminé. Cette station a enregistré le 27 mai, pour

la réplique de magnitude 5,8, des accélérations de $0,3\text{ g}$ dans la direction Nord-Sud et de $0,4\text{ g}$ dans la direction Est-Ouest (Figure 6.10). Le spectre de réponse de cette réplique montre que les fréquences dommageables du séisme (comprises entre 1 et 10 Hz) correspondent aux fréquences des bâtiments courants (Figure 6.11).

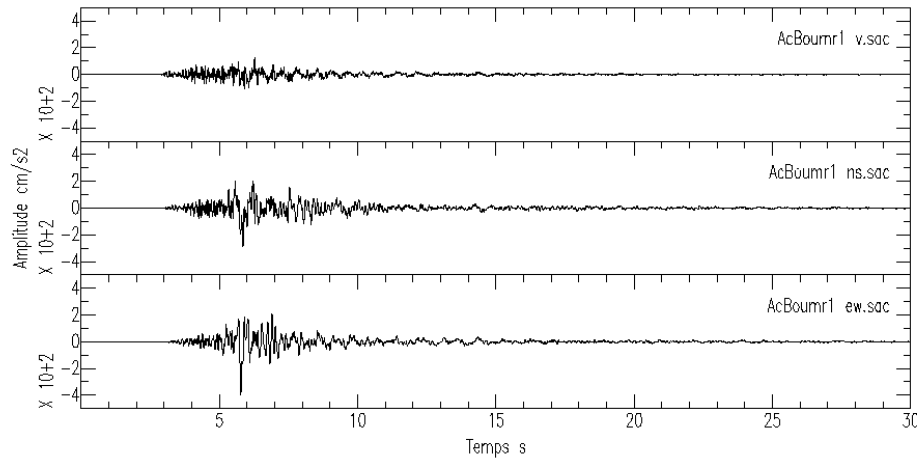


FIG. 6.10 – Enregistrement de la réplique du 27 mai 2003 (M_w 5,8) à Boumerdes. (Station Boum_1, CGS). Le pic d'accélération maximale dans la direction Est-Ouest (trace du bas $0,4\text{ g}$) est supérieur à celui de la direction Nord-Sud ($0,3\text{ g}$)

Le contexte réglementaire algérien

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99) sont des règles "de dernière génération", comme les Règles PS 92 françaises. Selon ces RPA 99, Boumerdes se trouve en zone II (sismicité moyenne) pour laquelle l'accélération pour un bâtiment d'importance vitale (l'équivalent d'un bâtiment de classe D en France) est de $0,25\text{ g}$. En Algérie, le contrôle des bâtiments est assuré par un organisme d'état : le Contrôle Technique de la Construction (CTC). Seuls les bâtiments publics sont soumis à l'obligation de contrôle.

Suite au séisme, tous les bâtiments de la zone touchée ont subi rapidement (dans les 15 jours) une évaluation rapide afin de permettre une première quantification des dégâts et mettre en oeuvre les secours adaptés. Une fiche d'évaluation (une feuille recto-verso) permet de classer les bâtiments suivant trois couleurs dont la signification est la suivante [AFPS, 2004] :

- "vert" pour les constructions ayant subi peu ou pas de dommages et pouvant être réoccupées immédiatement (structure porteuse non endommagée) ;
- "rouge" pour les constructions ayant subi des dommages considérables , et devant être détruites ;
- "orange" pour les constructions ayant subi des dommages visibles et nécessitant une deuxième expertise approfondie qui permettra de décider si ces constructions sont reclassées en "vert" ou "rouge" suivant le coût des réparations à apporter par rapport au coût de la reconstruction en neuf.

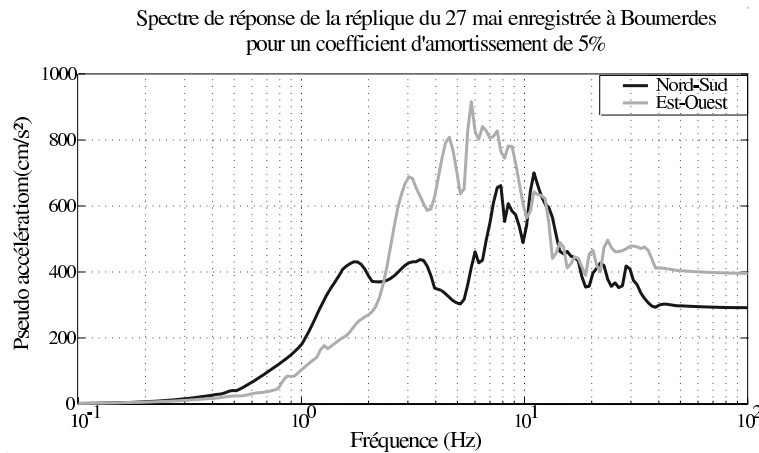


FIG. 6.11 – Spectre de réponse de la réplique du 27 mai 2003 (M_w 5,8) enregistrée à Boumerdes (Station Boum_1, CGS) avec un coefficient d'amortissement de 5 %. Dans la bande de fréquence 2,5-3,5 Hz, correspondant aux fréquences propres des bâtiments de la Cité des 1200 Logements, le niveau de la composante Est-Ouest est 1,5 à 2 fois supérieur à celui de la composante Nord-Sud.

6.3.2 Description des bâtiments

Urbanisation et situation géographique de la ville de Boumerdes

La ville de Boumerdes a connu trois périodes d'édification [SONATRACH, 1970] : (1) la vieille ville, (2) l'extension, réalisée à la fin des années 60, et (3) l'extension hors du plan d'urbanisme, qui continue à ce jour. La vieille ville de Boumerdes était une petite localité faisant partie de la commune de Thénia. Cette ville comptait selon le recensement de 1966 une population de 636 habitants, ce nombre est passé à environ 3 500 habitants en 1970, et a atteint 20 000 après la réalisation du programme établi selon le plan d'urbanisme de 1970. Le site de la ville de Boumerdes est traversé par trois oueds : l'oued de Boumerdes, l'oued Tatareg et l'oued Corso. Cette situation donne un site à topographie accidentée, qui est surlignée par l'urbanisation de la ville. L'extension de celle-ci s'est effectuée principalement à l'ouest, entre l'oued de Boumerdes et celui de Tatareg pour la première phase (plan 1970) et sur le plateau défini entre l'oued Tatareg et l'oued de Corso pour la seconde phase, qui continue à ce jour.

Systèmes constructifs et dommages observés

A Boumerdes, les constructions peuvent être divisées en deux grands types, correspondant au système de construction utilisé :

- le "système traditionnel", basé sur l'utilisation de poteaux et de poutres. Sa facilité d'exécution en fait est le plus utilisé en Algérie ;
- le système constructif par voile en béton armé.

Nous allons observer le comportement vis-à-vis du séisme de ces deux systèmes constructifs représentatifs des bâtiments de la ville dans deux cités de Boumerdes : la Cité des 1200 Logements (poteaux-poutres) et la Cité des 800 Logements (voiles).

Système constructif en poteaux-poutres de la Cité des 1200 Logements

La Cité des 1200 Logements fait partie du plan d'urbanisme de 1970. Elle est composée d'immeubles de cinq niveaux d'une hauteur de 2,80 m, formés d'un à quatre blocs identiques séparés par des joints de construction de faible épaisseur ($< 1\text{ cm}$), dont les dimensions en plan sont de 10,7 m en largeur et de 18,0 m ou de 21,8 m en longueur. Le bloc de base est conçu avec des portiques orientés transversalement. Les trames sont au nombre de cinq ou six dans la direction longitudinale et de deux dans la direction transversale (Figure 6.12). Les poteaux sont orientés dans le sens transversal avec les sections suivantes : $20 \times 40\text{ cm}^2$ pour les poteaux de rive et $20 \times 50\text{ cm}^2$ pour les poteaux intermédiaires (Figure 6.12). Les poutres, de section $20 \times 40\text{ cm}^2$, sont disposées transversalement sur les poteaux et sur le pourtour du bâtiment (Figure 6.12). Le sous-sol est formé par un voile en béton armé périphérique. La cage d'escalier est centrée par rapport au bloc et orientée dans le sens transversal, avec un voile en béton armé transversal qui supporte les volées d'escaliers. Les remplissages extérieurs sont réalisés avec deux épaisseurs de briques creuses dans le plan des portiques.

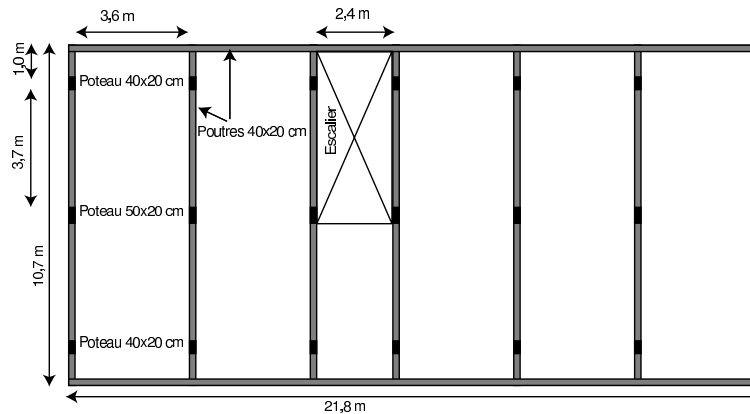


FIG. 6.12 – Vue en plan d'un étage d'un bâtiment de la Cité des 1200. Les poutres sont représentées en gris et les poteaux en noir.

Description des dommages de la Cité des 1200 Logements

Sur tous les bâtiments de cette cité, les dommages sont localisés aux niveaux inférieurs (Figure 6.13). Dans la majorité des bâtiments, les maçonneries du rez-de-chaussée ont éclaté et des rotules plastiques se sont développées aux noeuds des poteaux du rez-de-chaussée. Il y a alors eu formation d'un étage souple (transparence) (Figure 6.13), conduisant dans plusieurs cas à la rupture du rez-de-chaussée et pouvant aller jusqu'à la rupture de tous les étages (rupture en millefeuille).

Influence de l'orientation des bâtiments sur les dommages de la Cité des 1200 Logements

La distribution spatiale des dégâts de la Cité des 1200 logements (Figure 6.14) indique une nette disparité des effondrements selon la direction des bâtiments. Les bâtiments de cette cité



FIG. 6.13 – Vue du rez-de-chaussée d'un bâtiment de la Cité des 1200 Logements, mettant en évidence la rupture des remplissages en brique pour le système constructif en poteaux-poutres.

sont en effet orientés selon deux directions principales : NS et EW (direction longitudinale du bâtiment) et sur les 45 bâtiments composant la cité (en considérant comme effondrés tous les bâtiments classés rouge au 6 août 2003) :

- 10 des 16 bâtiments orientés NS se sont effondrés (soit une sinistralité de 63%) ;
- 6 des 29 bâtiments orientés EW se sont effondrés (sinistralité de 21%).

Une telle différence de dégâts entre les orientations peut s'expliquer par différents facteurs : (1) l'action sismique a été plus forte dans une direction que dans une autre. Les accélérations mesurées lors de la réplique de magnitude 5,8 du 27 mai (Figure 6.11) indiquent un pic d'accélération maximale dans la direction EW de 0,4 g , supérieur de 25% à celui de la direction NS (0,3 g).

(2) le contenu fréquentiel de la sollicitation sismique est différent dans les 2 directions (Figure 6.11). Les fréquences longitudinale et transversale des bâtiments de la cité sont comprises entre 2,0 Hz et 3,5 Hz . Dans cette bande de fréquence, le spectre de réponse en EW présente une amplification supérieure de l'ordre de 30% à celle de la direction NS.

(3) la résistance des bâtiments est plus faible dans leur direction transversale que dans leur direction longitudinale. Mais, étant donnée la direction transversale des portiques (Figure 6.12), cette hypothèse est cependant peu vraisemblable.

Système constructif de la Cité des 800 logements

Les bâtiments de la Cité des 800 Logements, construits en 1986, sont conçus avec un système de voiles en béton armé et des remplissages extérieurs en panneaux préfabriqués de béton armé. Les bâtiments sont de cinq ou dix niveaux, leurs dimensions sont respectivement en plan de 22,2×18,3 m avec une hauteur de 14 m et 17,5×11,6 m avec une hauteur de 28 m (Figure 6.15). Il faut noter que ces bâtiments laissent apparaître à la fois une mauvaise réalisation et un mauvais entretien. Par exemple, les épaisseurs minimales d'enrobages des aciers n'ont pas été respectées dans les voiles et les aciers se trouvent actuellement apparents et corrodés (Figure 6.16).

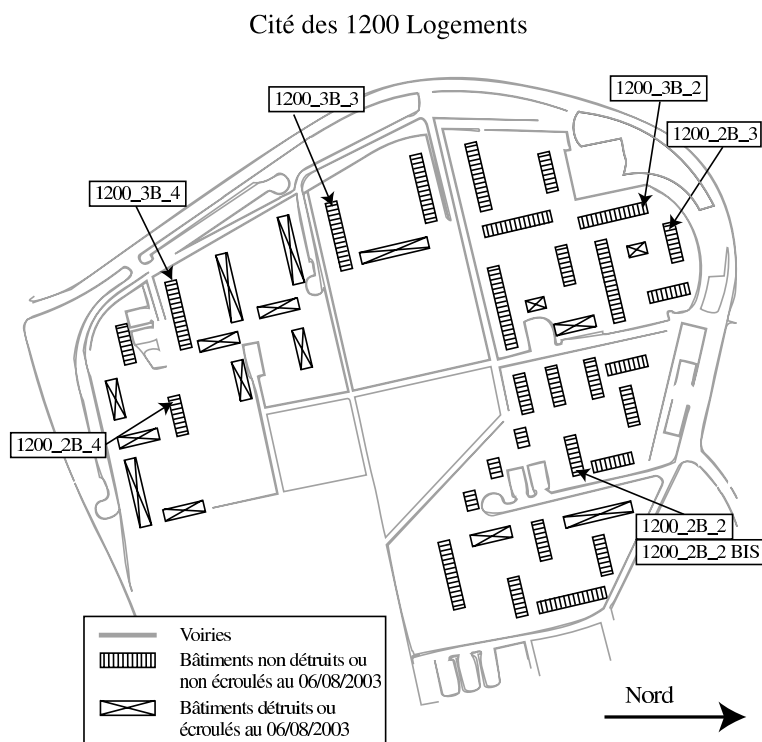


FIG. 6.14 – Distribution des bâtiments détruits dans la Cité des 1200 Logements. Nous considérons comme détruits, les bâtiments qui se sont écroulés lors du séisme et de ses répliques et ceux qui avaient été rasés à la date du 6 août 2003. En croisé, les bâtiments détruits, en hachuré les bâtiments non détruits, et en gris les délimitations des voiries.

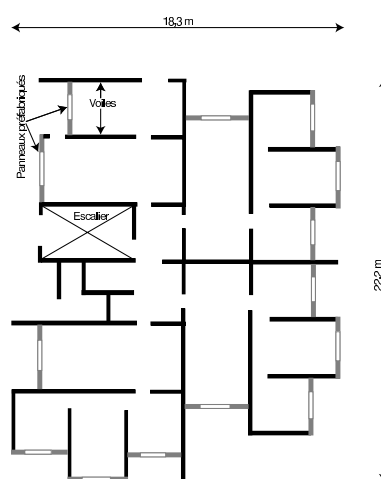


FIG. 6.15 – Vue en plan d'un étage d'un bâtiment de la Cité des 800. Les voiles sont représentés en noir et les panneaux préfabriqués en gris.

Description des dommages de la Cité des 800 logements

Dans cette cité, aucun bâtiment ne s'est effondré ni n'a subi de dommage notable aux structures porteuses ou aux façades. Cependant, dans les bâtiments de 10 étages, un mouvement relatif entre les panneaux de façades préfabriqués s'est produit, faisant apparaître des fissures au niveau de leurs jointures, ceci avec des degrés différents suivant les bâtiments (Figure 6.16). Pourtant, ces bâtiments ont été réalisés avec des défauts voire des malfaçons. On constate notamment un mauvais enrobage des aciers et une ségrégation importante du béton au pied des voiles (Figure 6.16). Ces bâtiments ont également été mal entretenus car le béton a éclaté en de nombreux endroits sans qu'il y ait eu la moindre réparation, et les aciers sont corrodés.

Etant donnée la faible distance séparant ces deux cités (1 *km*), et l'absence d'effet de site avéré [Guillier et al., 2004], on peut considérer que la sollicitation sismique a été de même intensité sur ces deux sites. Malgré un mauvais entretien et une mauvaise qualité de réalisation, aucun des bâtiments de la Cité des 800 logements ne s'est effondré, alors que 36% des bâtiments de la Cité des 1200 logements sont détruits. Ceci démontre l'efficacité face au séisme du contreventement par voiles par rapport au système poteaux-poutres. Cependant, la réalisation des voiles exige des moyens en matériels (banches) et en matériaux (béton) importants alors que les structures poteaux-poutres peuvent être réalisées par une main d'oeuvre non qualifiée et des moyens artisanaux.



FIG. 6.16 – Photo du rez-de-chaussée d'un bâtiment de la Cité des 800 Logements, mettant en évidence (1) la mauvaise qualité de la réalisation et de l'entretien de la structure avec l'apparition du treillis soudé sur les voiles en béton armé, et (2) des fissures provoquées par le séisme à la jonction des panneaux préfabriqués en béton armé avec la structure.

6.3.3 Instrumentation des bâtiments

Enregistrements

Nous avons réalisé des enregistrements de bruit de fond dans 10 bâtiments de la Cité des 800 (5 de 5 étages et 5 de 10 étages) et dans 8 bâtiments de la Cité des 1200 Logements (4 de

2 blocs et 4 de 3 blocs). Pour chaque bâtiment, trois capteurs ont été installés : un au dernier étage, un au rez-de-chaussée, et un sur le sol en dehors du bâtiment (5 à 10 *m* du bâtiment). Les capteurs à l'intérieur du bâtiment sont situés à chaque fois sur les paliers de la cage d'escalier. Pour chaque capteur, la voie Nord/Sud est orientée suivant la direction longitudinale des bâtiments.

Pour deux des bâtiments de la Cité des 1200 Logements (2B_1 et 2B_2bis), un capteur a été disposé à chacun des cinq étages du bâtiment, ce qui permet de calculer une déformée modale.

Par ailleurs, le bâtiment 1200_2B_2 a été testé deux fois, la première fois suite au séisme (1200_2B), et la seconde fois, une semaine plus tard, suite à la destruction des cloisons longitudinales du rez-de-chaussée en vue de sa réhabilitation (1200_2B_2bis).

A noter que les bâtiments 1200_3B_1 et 1200_2B_1 (Tableaux 6.3 et 6.2) ne font pas à proprement parler partie de la Cité des 1200 Logements, mais ils sont construits suivant les mêmes plans et sont situés dans Boumerdes à l'Est de la Cité des 1200 Logements. Ces deux bâtiments ont été testés car ils n'ont subi que très peu de dommages (classés "Vert").

Les capteurs utilisés sont des sismomètres Lennartz 5 secondes 3 composantes (Le3D-5s). L'acquisition est réalisée par une station CityShark II à 18 voies (ou six capteurs à trois composantes) [Chatelain et al., 2000]. Cette station enregistre chacune des voies de façon synchrone. Les enregistrements sont de 15 minutes chacun à une fréquence d'acquisition de 200 *Hz* avec des gains dépendant du niveau de bruit.

Traitement

Pour chaque bâtiment le module de la fonction de transfert et le module du spectre de l'enregistrement du haut ont été calculé dans les deux directions horizontales à partir des enregistrements simultanés du bas et du haut. De plus, l'amortissement du premier mode dans les deux directions de chaque bâtiment a été calculé avec la méthode du décrément aléatoire sur les enregistrements du haut. Les fréquences des premiers modes longitudinaux et transversaux identifiées sur les enregistrements du haut avec leur amortissements respectifs sont listées dans les tableaux suivants :

- Tableau 6.2 pour les bâtiments composés de 3 blocs de la Cité des 1200 Logements (Figure 6.17)
- Tableau 6.3 pour les bâtiments composés de 2 blocs de la Cité des 1200 Logements (Figure 6.18)
- Tableau 6.4 pour les bâtiments de 10 étages de la Cité des 800 Logements (Figure 6.19)
- Tableau 6.5 pour les bâtiments de 5 étages de la Cité des 800 Logements (Figure 6.20)

Pour chaque bâtiment, ont été noté le nom du fichier au format CityShark qui contiennent les enregistrements, un code d'identification du bâtiment, et la couleur du classement post-sismique.

Les fréquences identifiées sur les amplitudes spectrales des bâtiment à 3 blocs de la Cité des 1200 Logements sont comprises entre 1,07 et 3,42 Hz dans leur direction longitudinale et entre 1,71 et 3,52 Hz dans leur direction transversale. Les bâtiments à 2 blocs de cette cité montrent des fréquences comprises entre 1,39 et 2,95 Hz dans leur direction longitudinale et entre 2,15 et 3,37 Hz dans leur direction transversale. On peut noter que les fréquences du bâtiment 2B_2 ont été diminuées de 8 % dans sa direction longitudinale et de 2 % dans sa direction transversale suite à la démolition de ses cloisons du rez de chaussée.

Les bâtiments de 10 étages de la Cité des 800 logements montrent des fréquences comprises entre 1,71 et 2,32 Hz dans leur direction longitudinale et entre 1,88 et 2,20 Hz dans leur direction transversale. Les bâtiments de 5 étages de la Cité des 800 Logements montrent des fréquences comprises entre 3,86 et 4,35 Hz dans leur direction longitudinale et entre 3,93 et 4,03 Hz dans leur direction transversale. Soit une variation de 11 % dans la direction longitudinale et de 2 % dans la direction transversale.

Les amortissements calculés varient entre 1,0 et 3,5 % pour les bâtiments de la Cité des 1200 Logements et entre 1,0 et 2,0 % pour les bâtiments de 10 étages de la Cité des 800 Logements. Pour les bâtiments à 3 blocs de la Cité des 1200 Logements, on peut observer que l'amortissement dans la direction longitudinale (2,4 %) du bâtiment "1200_3B_4" classé "rouge" est plus élevé que l'amortissement dans cette direction de tous les bâtiments de ce type.

Pour les bâtiments de 5 étages de la Cité des 800 Logements, les premiers modes transversaux et longitudinaux ont des fréquences proches (Tableau 6.5) et ils interfèrent entre eux (Figure 6.20). Ce qui implique que les caractéristiques des deux modes sont mélangées et donc que l'interprétation des résultats de la méthode du décrétement aléatoire est délicate. Pour ces bâtiments les amortissements n'ont pas été recherchés.

Fichier	Bâtiment	Couleur	Longitudinale			Transversale		
			f_{LR} (Hz)	f_{LA} (Hz)	ξ_{LA} (%)	f_{TR} (Hz)	f_{TA} (Hz)	ξ_{TA} (%)
07261239.003	3B 1	Vert	3,78	3,42	2,3	4,37	3,52	3,5
07261151.002	3B 2	Orange	1,56	1,56	1,2	3,08	3,10	2,2
07241023.003	3B 3	Orange	1,05	1,03	1,0	1,34	1,34	1,3
07241139.005	3B 4	Rouge	1,32	1,07	2,4	1,88	1,71	1,9

TAB. 6.2 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments de la cité des 1200 Logements comportant 3 blocs. f_{LR} et f_{TR} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les fonctions de transfert. f_{LA} et f_{TA} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les amplitudes spectrales de l'enregistrement du haut. ξ_{LA} et ξ_{TA} les amortissements longitudinal et transversal obtenus par l'application de la méthode du décrétement aléatoire sur les enregistrements du haut.*

Spectres de Fourier des bâtiments de 3 blocs de la Cité des 1200 Logements

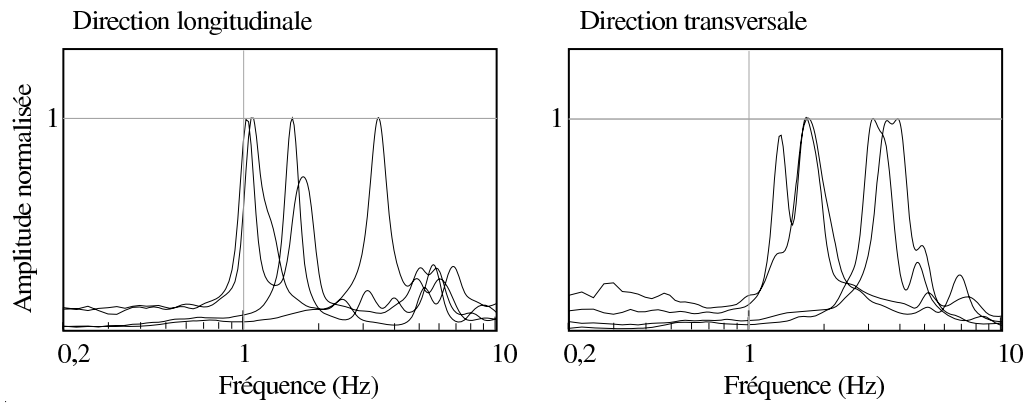


FIG. 6.17 – *Superposition des amplitudes spectrales normalisées des bâtiments à 3 blocs de la Cité des 1200 Logements*

Fichier	Bâtiment	Couleur	Longitudinale			Transversale		
			f_{LR} (Hz)	f_{LA} (Hz)	ξ_{LA} (%)	f_{TR} (Hz)	f_{TA} (Hz)	ξ_{TA} (%)
08061021.001	2B 1	Vert	3,20	2,95	1,8	4,13	3,37	2,5
07261102.001	2B 2	Vert	2,81	2,66	1,9	3,54	3,30	1,9
08061132.002	2B 2bis	Vert	2,29	2,20	1,6	3,47	3,17	1,5
07241220.006	2B 3	Vert	2,08	2,03	1,5	3,42	3,12	1,4
07241055.004	2B 4	Orange	1,44	1,39	1,7	2,32	2,15	1,0

TAB. 6.3 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments de la cité des 1200 Logements comportant 2 blocs. f_{LR} et f_{TR} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les fonctions de transfert. f_{LA} et f_{TA} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les amplitudes spectrales de l'enregistrement du haut. ξ_{LA} et ξ_{TA} les amortissements longitudinal et transversal obtenus par l'application de la méthode du décréement aléatoire sur les enregistrements du haut.*

Spectres de Fourier des bâtiments de 2 blocs de la Cité des 1200 Logements

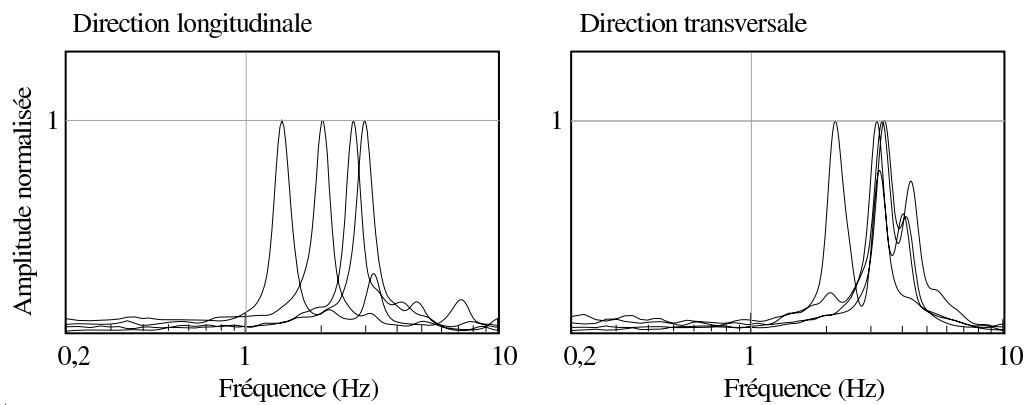


FIG. 6.18 – *Superposition des amplitudes spectrales normalisées des bâtiments à 2 blocs de la Cité des 1200 Logements*

Fichier	Bâtiment	Couleur	Longitudinale			Transversale		
			f_{LR} (Hz)	f_{LA} (Hz)	ξ_{LA} (%)	f_{TR} (Hz)	f_{TA} (Hz)	ξ_{TA} (%)
07311432.007	800 10 1	Vert	2,47	2,32	2,0	2,34	2,20	1,6
07311350.006	800 10 2	Vert	2,34	2,20	1,7	2,25	2,12	1,4
07251015.001	800 10 3	Vert	2,34	2,20	1,5	2,27	2,05	1,7
07251143.004	800 10 4	Vert	2,20	2,12	1,6	1,95	1,88	1,1
07251228.005	800 10 5	Orange	1,73	1,71	1,0	2,00	1,95	1,3

TAB. 6.4 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments de la cité des 800 Logements comportant 10 étages. f_{LR} et f_{TR} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les fonctions de transfert. f_{LA} et f_{TA} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les amplitudes spectrales de l'enregistrement du haut. ξ_{LA} et ξ_{TA} les amortissements longitudinal et transversal obtenus par l'application de la méthode du décrément aléatoire sur les enregistrements du haut.*

Spectres de Fourier des bâtiments de 10 étages de la Cité des 800 Logements

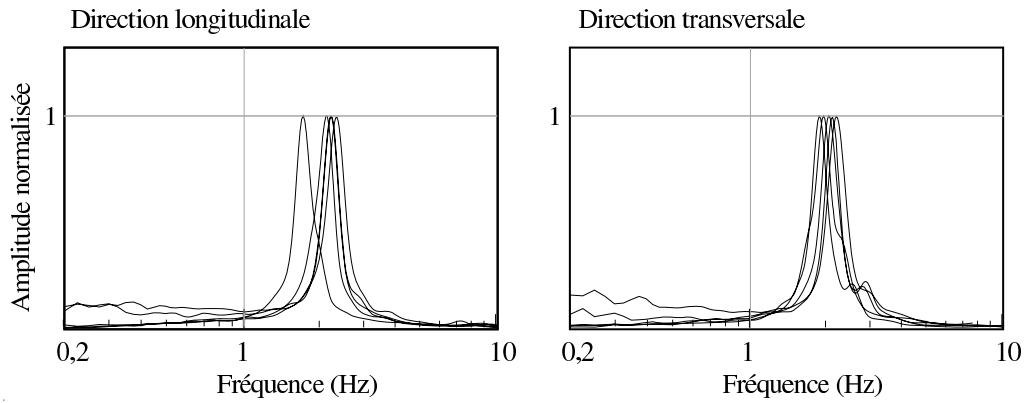


FIG. 6.19 – *Superposition des amplitudes spectrales normalisées des bâtiments de 10 étages de la Cité des 800 Logements*

Fichier	Bâtiment	Couleur	Longitudinale		Transversale	
			f_{LR} (Hz)	f_{LA} (Hz)	f_{TR} (Hz)	f_{TA} (Hz)
07251325.006	800 5 1	Vert	4,76	4,35	4,35	4,03
07251042.002	800 5 2	Vert	4,74	4,30	4,66	4,00
07311502.008	800 5 3	Vert	4,81	4,15	4,39	4,00
07251353.007	800 5 4	Vert	4,52	4,08	4,27	4,00
07251112.003	800 5 5	Vert	3,54	3,86	4,88	3,93

TAB. 6.5 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments de la cité des 800 Logements comportant 5 étages. f_{LR} et f_{TR} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les fonctions de transfert. f_{LA} et f_{TA} les fréquences longitudinale et transversale identifiées sur les amplitudes spectrales de l'enregistrement du haut.*

Spectres de Fourier des bâtiments de 5 étages de la Cité des 800 Logements

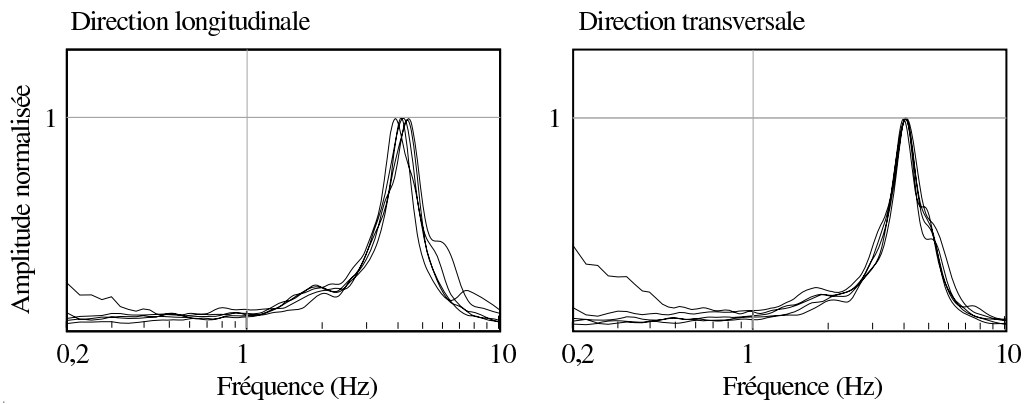


FIG. 6.20 – *Superposition des amplitudes spectrales normalisées des bâtiments de 5 étages de la Cité des 800 Logements*

6.3.4 Analyse des résultats

Comparaison fonction de transfert / amplitude spectrale

Les fonctions de transfert permettent d'identifier le comportement du bâtiment seul alors que les amplitudes spectrales identifient les caractéristiques de l'ensemble bâtiment + sol. La Figure 6.21 représente les fréquences identifiées sur les fonctions de transfert en fonction des fréquences identifiées sur les amplitudes spectrales pour tous les bâtiments confondus. La régression calculée sur cette corrélation montre que les fréquences identifiées sur les fonctions de transfert sont généralement supérieures aux fréquences identifiées sur les amplitudes spectrales d'un facteur moyen de 1,10, soit une différence de moyenne de 10 %. Ce qui peut être expliqué par la présence d'un phénomène d'interaction sol-structure qui a pour effet de faire participer le sol au mouvement du bâtiment [Dunand et al., 2002]. Cependant la faible différence entre les fréquences de la structure et de l'ensemble structure+sol ne laisse pas présumer d'un effet d'interaction significatif.

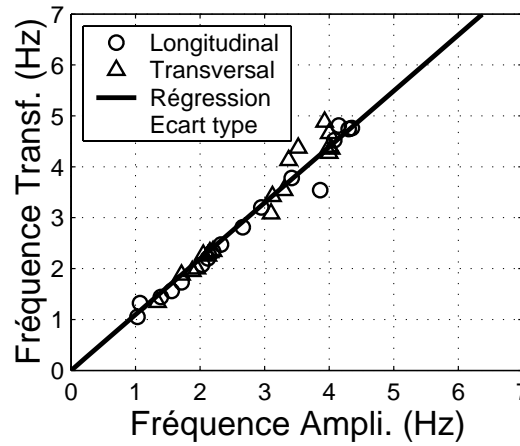


FIG. 6.21 – Fréquences observées sur les fonctions de transfert en fonction des fréquences observées sur les amplitudes spectrales pour tous les bâtiments.

Comparaison amortissement - fréquence

En représentant les amortissements en fonction des fréquences (Figure 6.22), on peut observer une légère tendance de l'amortissement à augmenter avec la fréquence. En effet, la régression linéaire réalisée sur cette corrélation montre une dépendance moyenne de 0,7 %/Hz.

Cette dépendance entre fréquence et amortissement peut avoir deux explications :

- La présence d'un phénomène d'interaction sol-structure avec amortissement radiatif qui induirait une augmentation de l'amortissement avec la fréquence. Ce phénomène apparaît cependant pour des sols suffisamment souples [Dunand et al., 2002], ce qui n'est pas le cas ici car les sols de fondation semblent rigides : des mesures de bruit de fond en réseau sur le sol indiquent un $v_s > 500 \text{ m/s}$ [Guillier et al., 2004]. De plus, comme le montre la faible différence observée entre les fréquences des bâtiments seuls et les fréquences des systèmes sol+structure ($< 10 \%$), le phénomène d'interaction sol structure

est faible.

- Les fréquences et les amortissements dépendent des mêmes phénomènes et observent les mêmes conséquences.

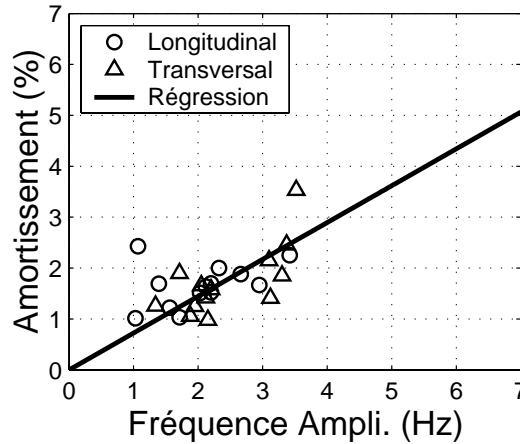


FIG. 6.22 – *Amortissements observés en fonction des fréquences observées sur les amplitudes spectrales pour tous les bâtiments.*

Déformée modale

Les déformées modales calculées sur le bâtiment 2B_1 de la Cité des 1200 Logements dans la direction longitudinale (Figure 6.23) et transversale (Figure 6.24) montre que le comportement de la structure correspond à un comportement en cisaillement car la déformée du premier mode est incurvée vers le haut (Chapitre 2, Figure 2.7). Ce comportement en cisaillement est confirmé par le type de la structure construite en poteaux-poutres. On peut noter que pour ce bâtiment il n'existe pas de brusque changement dans les déformées modales, ce qui laisse supposer que la rigidité de la structure n'est pas dégradée à un étage particulier. Cette remarque est validée par le fait que ce bâtiment classé "Vert" n'a pas subi de dommages.

La déformée modale dans la direction transversale calculée pour le bâtiment 2B_2bis (Figure 6.26) montre les mêmes caractéristiques que pour le bâtiment 2B_1. C'est à dire un comportement en cisaillement sans saut de rigidité. Par contre, la déformée calculée dans la direction longitudinale montre un surcroît de déformation au rez-de-chaussée comparé au bâtiment 2_B1 et aux étages supérieurs. Ce qui indique que la rigidité du rez-de-chaussée est plus faible que celle des étages supérieurs. Ce qui peut être expliqué par la suppression de la rigidité des cloisons longitudinales.

On peut donc remarquer, avec cette comparaison, que les cloisons qui par définition ne participent pas à la solidité de la structure participent à la rigidité. Cette participation à la rigidité est révélée par une chute de fréquence de 8 % et par une déformée modale qui met en évidence un manque de rigidité à l'étage où ont été supprimées les cloisons.

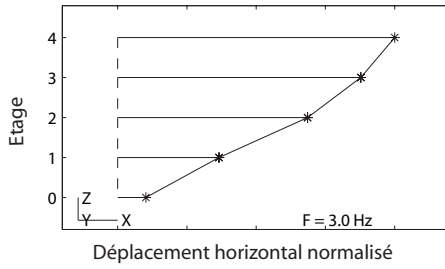


FIG. 6.23 – Déformée modale du bâtiment 2B_1 dans la direction longitudinale à la fréquence de 2,95 Hz.

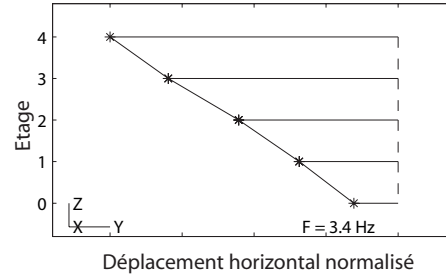


FIG. 6.24 – Déformée modale du bâtiment 2B_1 dans la direction transversale à la fréquence de 3,37 Hz.

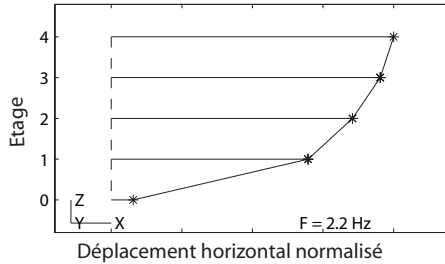


FIG. 6.25 – Déformée modale du bâtiment 2B_2bis dans la direction longitudinale à la fréquence de 2,20 Hz.

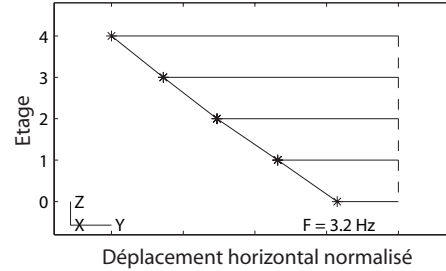


FIG. 6.26 – Déformée modale du bâtiment 2B_2bis dans la direction transversale à la fréquence de 3,17 Hz.

6.3.5 Indicateurs d'endommagement

Ces bâtiments ont été classés par le CTC Algérien suite au séisme sur une échelle de trois couleurs par un diagnostic visuel [AFPS, 2004]. La question est de savoir s'il est possible de corrélérer ce classement à un indicateur basé sur les fréquences. L'indicateur choisi est dérivé de l'indicateur de DiPasquale and Cakmak [1990] :

$$D_F = \frac{F_{0,finale}}{F_{0,initiale}} \quad \text{Pour les fréquences} \quad (6.3)$$

Avec $F_{0,finale}$ la fréquence du premier mode après le séisme et $F_{0,initiale}$ la fréquence du premier mode avant le séisme.

Ne disposant pas des caractéristiques dynamiques de ces bâtiments avant le séisme, nous avons tenté d'approcher ces caractéristiques. En remarquant que les bâtiments de chaque type étudié ont été construits suivant les mêmes plans, à la même époque par les mêmes entreprises sur les mêmes sites [SONATRACH, 1970], leurs caractéristiques dynamiques peuvent être a priori considérées comme identiques pour chaque type avant le séisme.

Afin de vérifier cette hypothèse, il est possible d'observer les fréquences transversales des bâtiments de cinq étages de la Cité des 800 Logements (Tableau 6.5) car ces bâtiments tous classés "Vert" n'ont subi que peu de dommages suite au séisme. En effet, leur fréquence transversale varie de moins de 2,5 % entre les cinq bâtiments. Cependant, il serait utile de valider

cette hypothèse sur d'autres types de bâtiments qui n'ont pas subi de séismes car d'une part, ces bâtiments auraient pu être tous endommagés de la même façon et d'autre part, tous les types de bâtiments peuvent ne pas avoir cette propriété. Dans le cadre de notre étude, les différences de fréquences entre bâtiments d'un même type seront attribuées aux dégradations dues au séisme.

Tous les bâtiments ont subi le séisme, donc ils peuvent tous être a priori endommagés. Dans ce cas nous ne disposons pas des caractéristiques dynamiques de bâtiments intacts. Par contre, comme les différences entre bâtiments sont associées aux dégradations dues au séisme, nous pouvons aussi considérer que pour chaque type de bâtiment, le bâtiment dont la fréquence est la plus élevée est représentatif de ce type de bâtiment avant le séisme. Ce sont les bâtiments "3B_1", "2B_1", "800_10_1" et "800_5_1".

Fréquences et endommagement ?

En comparant les indicateurs d'endommagements basés sur les fréquences (équation 6.3) pour chaque direction des bâtiments (Figure 6.27), on observe d'une façon générale une diminution de fréquence plus importante dans la direction longitudinale que dans la direction transversale. Ce qui indique que la rigidité des bâtiments a été plus diminuée par le séisme dans leur direction longitudinale que dans leur direction transversale. Si on relie la perte de rigidité à l'endommagement, et si l'échantillon de bâtiment est représentatif de l'ensemble des bâtiments, on peut conclure à une vulnérabilité des bâtiments plus grande dans leur direction longitudinale que dans leur direction transversale.

Afin d'observer s'il existe une corrélation entre le classement couleur et l'indicateur d'endommagement basé sur les fréquences (équation 6.3), nous les avons représentés l'un en fonction de l'autre (Figure 6.27). Les bâtiments classés "Vert" peuvent observer une diminution de fréquence jusqu'à 30 %. Les bâtiments classés "Orange" observent une diminution de fréquence entre 10 et 70 %. Le bâtiment classé "Rouge" montre une diminution entre 50 et 70 %.

Le classement en "Vert" ou en "Rouge" semble bien corrélé avec la chute de fréquence car on observe une limite entre ces deux classement correspondant à une chute de fréquence autour de 40 %. Alors que les bâtiments classés "Orange" observent des diminutions de fréquence qui peuvent être supérieures ou inférieures à 40 %.

Suivant ce raisonnement, on pourrait reclasser le bâtiment classé "Orange" dont la chute de fréquence est supérieure à 40 % en "Rouge". De même, on pourrait reclasser le bâtiment (Cité des 1200 Logements) classé "Orange" dont la chute de fréquence est inférieure à 40 % en "Vert". Par contre, pour les deux autres bâtiments classés "Orange" montrant des chutes de fréquences longitudinales et transversales de part et d'autre de la limite des 40 %, il serait nécessaire de se poser des questions plus approfondies pour un reclassement. Cependant, comme nous ne disposons pas des reclassements secondaires des bâtiments étudiés, il n'est pas possible de valider ces estimations de reclassement.

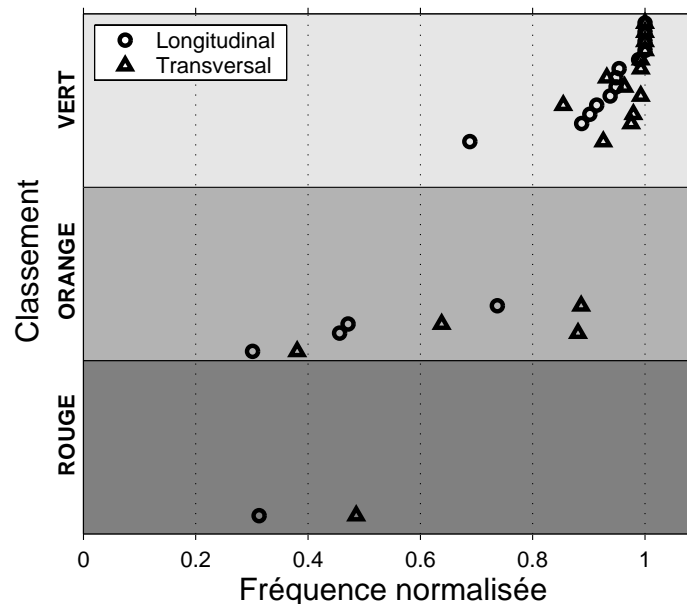


FIG. 6.27 – Fréquence normalisée par la fréquence la plus élevée du type de bâtiment en fonction du classement post-sismique pour tous les bâtiments. Les fréquences longitudinales et transversales d'un même bâtiment sont à la même ordonnée.

Un premier pas

On peut remarquer que cette tentative de corréler un endommagement avec une chute de fréquence sur des structures réelles suite à un séisme nécessite des hypothèses et ne permet pas d'amener des conclusions quantitatives. En effet, d'une part, avec le faible nombre de cas étudiés il n'est pas possible de dériver des statistiques et d'autre part, les fréquences avant séisme ont été estimées et non mesurées. Mais cette étude présente l'avantage d'avoir été effectuée dans des conditions réelles de séismes, c'est à dire avec des dommages réels et non pas simulés. Le principal apport de cette étude est de montrer que l'on peut trouver une limite à un indicateur de chute de fréquence qui permet de classer des bâtiments "à détruire" ("Rouge") ou "à réhabiliter" ("Vert").

Malgré tout, cette étude est un premier pas encourageant qui laisse présager la possibilité d'aide à l'évaluation de l'endommagement des structures de façon systématique avec "une" mesure de bruit de fond.

6.3.6 Conclusion

Suite au séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes, nous avons mené une campagne d'enregistrement du bruit de fond dans des bâtiments de Boumerdes. Les bâtiments étudiés font partie de deux cités différentes : la Cité des 1200 Logements avec un système constructif en poteaux-poutres et la Cité des 800 Logements avec un système en voiles de béton armé.

L'étude des dommages causés aux bâtiments de ces deux cités par le séisme montre que le système constructif traditionnel en poteaux-poutres reste plus vulnérable au séisme que le

système constructif en voiles de béton armé qui peut supporter des malfaçons et un mauvais entretien. Une sinistralité plus importante des bâtiments de la Cité des 1200 Logements orientés dans la direction Nord-Sud peut s'expliquer par une intensité supérieure de la sollicitation sismique dans cette direction. Un diagnostic réalisé suite au séisme par les autorités algériennes a classé les bâtiments suivant leur endommagement en trois catégories : à détruire (Rouge), à réhabiliter (Vert) et à reclasser suite à une analyse plus approfondie (Orange).

Les bâtiments sur lesquels ont été réalisés des enregistrements de bruit de fond sont au nombre de 10 dans la Cité des 1200 Logements avec 5 bâtiments composés de 3 blocs et 5 bâtiments composés de 2 blocs. De même que dans la Cité des 800 logements où 5 bâtiments de 5 étages et 5 bâtiments de 10 étages ont été instrumentés. A partir des enregistrements de bruit de fond, les fréquences et amortissements de ces bâtiments ont été estimés.

L'analyse d'un bâtiment de la Cité des 1200 Logements avant et après la suppression de ses cloisons du rez-de-chaussée montre une diminution de sa fréquence longitudinale de 8 %. De plus la déformée modale de ce bâtiment après la suppression des cloisons montre un défaut de rigidité au rez-de-chaussée. Ceci indique que les cloisons participent à la rigidité de la structure.

Les fréquences obtenues par les fonctions de transfert sont en moyenne supérieures de 10 % aux fréquences obtenues par les amplitudes spectrales au sommet des bâtiments. De plus, les amortissements et fréquences sont dépendants. Ce qui indique la présence d'un phénomène d'interaction sol-structure.

En remarquant que tous les types de bâtiments sont construits suivant les mêmes plans, à la même époque et par les mêmes entreprises, nous avons fait l'hypothèse que, avant le séisme, les caractéristiques des bâtiments de chaque type étaient identiques. Ne connaissant pas les fréquences avant séisme de ces bâtiments, nous avons aussi fait l'hypothèse que pour chaque type de bâtiment, le bâtiment ayant la fréquence la plus élevée peut être considéré comme intact. A partir de ces hypothèses, nous avons mis en place un indicateur d'endommagement basé sur la chute de fréquence avant et après le séisme et observé les corrélations de cet indicateur avec le classement post-sismique par couleur. On peut observer que la limite entre les bâtiments à détruire et à réhabiliter se trouve autour d'une chute de fréquence de 40 %. Malgré le faible nombre de cas étudié et les hypothèses utilisées, cette étude montre qu'une aide au classement par une mesure de fréquence est possible si on dispose ou on calcule la fréquence du bâtiment intact. On pourrait donc suggérer l'idée d'un "carnet d'entretien" des bâtiments dans lequel seraient notées les fréquences mesurées, ce qui permettrait, après un événement, de juger rapidement de la diminution de fréquence afin d'aider à la désision sur l'état de service des bâtiments. Cette mesure de fréquence pourrait être réalisée de façon systématique pour les bâtiments stratégiques et sur les autres bâtiments lors de leur construction. On pourrait envisager aussi que les bâtiments stratégiques des zones les plus sismiques soient instrumentés de façon permanente, ce qui permettrait d'avoir une information en temps réel sur leur diminution de fréquence et leur état de service.

Une deuxième campagne de mesure est prévue par une collaboration CGS/LGIT sur ces mêmes bâtiments pour évaluer le changement de fréquence suite à la réhabilitation des bâtiments. Ceci permettrait d'une part de connaître quels bâtiments classés "Orange" ont été détruits ou réhabilités et d'autre part, de savoir s'il est possible de quantifier l'efficacité d'une

réhabilitation par une mesure de fréquence. De plus, une autre campagne de mesure est prévue dans des cités de bâtiments qui n'ont pas subi de séismes afin de valider l'hypothèse que les caractéristiques des bâtiments d'une même cité sont identiques avant séisme.

Chapitre 7

Interaction sol structure

Sommaire

7.1	Introduction	177
7.2	Bâtiments de Grenoble et CSMIP	178
7.2.1	Introduction	179
7.2.2	Damping and frequency estimation from ambient vibration records .	179
7.2.3	Full-scale data and dynamic properties of buildings	185
7.2.4	Model	191
7.2.5	Consequences	199
7.2.6	Conclusions	200
7.3	Bâtiments de Nice	201
7.3.1	Description des bâtiments	201
7.3.2	Instrumentation des bâtiments	203
7.3.3	Résultats et analyse	206
7.3.4	Amortissement et interaction sol-structure.	209
7.3.5	Conclusions	213
7.4	Discussion	214

7.1 Introduction

L'amortissement des structures de génie civil quantifie l'énergie qui est perdue par la structure lors de son mouvement. Il a pour origine essentiellement deux sources : une origine matérielle et une origine radiative. L'origine matérielle consiste en la dissipation de l'énergie par les matériaux constitutifs de la structure soumis à des cycles de déformation. Cet amortissement dépend non seulement du système structural (éléments porteurs et de contreventement) mais aussi des éléments non structuraux dont les déformations et les frottements internes peuvent contribuer significativement à la dissipation d'énergie. L'origine radiative correspond à l'émission d'ondes dans le sol environnant, par l'intermédiaire de la fondation. En effet, par un phénomène d'interaction sol-structure, les oscillations du bâtiment engendrent dans le sol des ondes qui se propagent en s'éloignant de leurs points d'émission et transportent donc vers l'infini une partie de l'énergie de déformation (Figure 7.1) [Guéguen, 2000]. Cet effet de transfert d'énergie est équivalent à un effet d'amortissement. Un effet analogue peut être observé pour des objet flottants sur des grandes étendues d'eau, dont les oscillations produisent un système divergent de vagues à la surface. Cet amortissement a la propriété de diminuer avec la fréquence des bâtiments et avec la rigidité du sol de fondation.



FIG. 7.1 – *Oscillations d'un bâtiment produisant dans le sol un train d'ondes radial qui s'éloigne du bâtiment.*

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'étudier l'amortissement mesuré par enregistrements de bruit de fond sur un grand nombre de bâtiments différents afin d'observer leur comportement et de mettre en évidence un phénomène d'amortissement radiatif. Une première étude, se basant sur un ensemble de bâtiments localisés à Grenoble sur un sol de fondation souple, permet d'observer une dépendance entre l'amortissement et la fréquence des bâtiments qui est caractéristique de l'amortissement radiatif. Une deuxième étude, se basant sur un ensemble de bâtiments à Nice sur des sols souples et rigides, montre la même dépendance quelque soit le sol de fondation. L'amortissement radiatif ne permet donc pas d'expliquer cette dépendance, ce qui soulève des questions quant au phénomène mesuré par l'amortissement.

7.2 Bâtiments de Grenoble et CSMIP

Evidence of Soil-Structure Interaction from ambient vibrations - Consequences on design spectra

François DUNAND - Pierre-Yves BARD - Jean-Luc CHATELAIN - Mohammed Naboussi FARSI

Papier en préparation pour être soumis dans Journal of Earthquake Engineering

Résumé :

Cette partie présente des résultats de mesures d'amortissements et fréquences dans des bâtiments en béton armé, ainsi qu'une interprétation en terme d'interaction sol-structure. Ces informations sont obtenues d'une part à partir d'enregistrements de bruit de fond pour 26 bâtiments situés à Grenoble et d'autre part à partir d'enregistrements de séismes pour 15 bâtiments du CSMIP (California Strong Motion Instrumentation Program) situés en Californie.

Ces observations, cohérentes avec celles d'autres auteurs, montrent qu'il existe une tendance significative de l'amortissement à augmenter avec la fréquence des bâtiments. En remarquant que le phénomène d'interaction sol-structure avec amortissement radiatif génère une augmentation de l'amortissement dépendante de la fréquence, un modèle simplifié de bâtiment prenant en compte cet effet a été mis en oeuvre. L'application de ce modèle au cas des bâtiments de Grenoble permet de reproduire de façon convaincante la dépendance entre amortissement et fréquence observée.

Comme cette dépendance est reproductible et explicable, ont été analysées ses conséquences sur le dimensionnement parasismique des bâtiments. En effet, l'amortissement est considéré dans les calculs parasismiques comme dépendant uniquement du type de matériaux et de construction de la structure et pas de la fréquence. Comme, l'amortissement quantifie une dissipation d'énergie de la structure, si l'amortissement augmente, les efforts sismiques sont diminués. Ceci implique que pour les structures à haute fréquences ($f_0 > 4 \text{ Hz}$ ou un nombre d'étages inférieur à 6) fondées sur des sols souples, le code parasismique français surestime les efforts sismiques d'un facteur pouvant atteindre 2 pour des structures dont la fréquence est de 10 Hz .

7.2.1 Introduction

The dynamic response of a structural system to dynamic loading is strongly controlled by the amount of damping involved in each mode of vibration. At the design stage, damping characteristics of building structures are usually assigned to some "standard" predetermined values, mainly because it is poorly known and very difficult to assess prior to construction. In most cases, damping is thus assumed to have the same value for each mode, and to be independent of the amplitude and frequency of the vibrations [Li et al., 2003]. But, as observed by Jeary [1986] and Lagomarsino [1993], among others, actual damping values are frequency and amplitude dependent.

While evaluating frequency and damping of full-scale buildings, Satake et al. [2003] observed this dependence of damping with frequency and assumed that it is due to the effect of soil structure interaction and radiation damping. Our goal in this paper is to check this assumption, by evaluating damping ratio and frequency from ambient vibration records on full-scale buildings and with the construction of a simple model of soil-structure interaction including radiation damping.

In a first part the Randomdec technique, used to derive damping and frequency from ambient vibration, is described, and we propose a minimum recording duration to obtain a reliable estimate of damping. Then, in a second part, this technique is applied on a set of full scale reinforced concrete buildings. The results exhibit a dependence between damping and frequency, which is compared to other damping predictors. By assuming this dependence is due to a soil-structure interaction effect with radiation damping, we use, in a third part, a simple soil-structure interaction model to analyze how well a model can reproduce the dependence of damping with frequency. Finally, a fourth part discusses some consequences on the seismic design of buildings.

7.2.2 Damping and frequency estimation from ambient vibration records

Experimental technique : ambient vibration recording

Ambient vibrations are used to characterize dynamic properties of buildings since the 70s [Stubbs and MacLamor, 1973; Udawadia and Trifunac, 1973]), and Ivanovic et al. [2000] made a review of the various applications of ambient vibrations technique.

Structures are excited by permanent ambient noise coming from various sources such as human activities (traffic, industries, ...) and natural phenomena (wind, river, rain, tide, ...). In spite of the small amplitude of these vibrations (10^{-6} to 10^{-4} g), it is possible to record the response of structures to this solicitation and to derive their dynamic characteristics. As this solicitation exists everywhere, the test does not require any excitator, such as rotating machines, which are not easy to use in inhabited structures. The test simply consists in installing sensor(s) in the structure in order to record its motion for about 1/2 hour. This simple procedure allows to test a large number of structures with a low experimental cost, and over a limited period of time.

As this is a low amplitude solicitation, the derived dynamic characteristics are representative of a small deformation state. However, frequency from ambient vibrations have been

shown to be comparable to those derived from more energetic solicitation such as shocks or rotating machine [Boutin et al., 1999; Hans, 2002] or from small earthquakes [Dunand et al., 2003b, 2004c].

The extraction of modal frequency and damping ratio is performed through the Randomdec method as described in the following section.

The Randomdec method

The Randomdec method is based on the extraction of the impulse response characteristics from the recording of an oscillator response to a random solicitation. These characteristics are obtained by stacking a large number of signal windows, which all have the same initial conditions, e.g. null displacement and positive velocity. The window stacking lessens the importance of the random component of the signal, which is supposed to have zero average, and allows deriving the oscillator impulse response, from which we can then estimate the natural frequency and the damping ratio of different modes (Figure 7.2).

This method can easily be explained by using a single degree-of-freedom linear oscillator [Caughey and Stumpf, 1961; Delolme et al., 1990; Huang and Yeh, 1999; Huerta et al., 1998; Ibrahim et al., 1998; Vandiver et al., 1982]. Let us consider a single degree-of-freedom linear oscillator excited by random motion $\alpha(t)$. This system governing differential equation of motion is :

$$\ddot{v}(t) + 2\xi\omega_0\dot{v}(t) + \omega_0^2v(t) = -\ddot{\alpha}(t) \quad (7.1)$$

where $\alpha(t)$ is the imposed motion, $v(t)$ is the displacement response of the oscillator and ω_0 is the circular frequency and ξ is the damping ratio.

Then, the response of the system ($h(t - t_0)$) to a Dirac acceleration at time $t = t_0$, is for low damped oscillators (most cases in civil engineering structures $\xi \ll 1$) :

$$h(t - t_0) = \frac{1}{\omega_1} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \sin(\omega_1(t - t_0)) \quad (7.2)$$

Where ω_1 is the damped circular frequency defined as $\omega_1 = \sqrt{\omega_0^2(1 - \xi^2)}$.

The response $v(t)$ of the linear single degree of freedom system to imposed motion $\alpha(t)$ after a chosen instant t_0 can be expressed as the summation of parts $v_1(t)$ and $v_2(t)$, as follows :

$$v(t) = v_1(t) + v_2(t) \quad (7.3)$$

$v_1(t)$ is the oscillator response to the solicitation $\alpha_1(t)$ before t_0 , as :

$$\begin{cases} \alpha_1(t) = \alpha(t) & \text{for } t \leq t_0 \\ \alpha_1(t) = 0 & \text{for } t > t_0 \end{cases} \quad (7.4)$$

$v_2(t)$ is the oscillator response to the solicitation $\alpha_2(t)$ before t_0 , as :

$$\begin{cases} \alpha_2(t) = 0 & \text{for } t \leq t_0 \\ \alpha_2(t) = \alpha(t) & \text{for } t > t_0 \end{cases} \quad (7.5)$$

By looking only the oscillator response after the time t_0 , the responses $v_1(t > t_0)$ and $v_2(t > t_0)$ becomes :

- The first part $v_1(t)$ represents the free vibration decay of the system expressed as :

$$v_1(t) = a e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t-t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t-t_0)) \right] - b h(t-t_0) \quad (7.6)$$

where a is the initial displacement $v(t_0)$ and b is the initial velocity $\dot{v}(t_0)$ of the system. This part depends on the initial displacement a and initial velocity b at time $t = t_0$ of the system and on the system characteristics (ω_0, ξ) .

- The second part $v_2(t)$, is the convolution integral of the impulse response of the system $h(t-t_0)$ to the solicitation $\alpha_2(t)$, representing the response of the system to a forced solicitation, expressed as :

$$v_2(t) = \int_{t_0}^t h(t-\tau_1) \ddot{\alpha}_2(\tau_1) d\tau_1 \quad (7.7)$$

it depends on the oscillator characteristics (ω_0, ξ) , and on the solicitation $\alpha_2(t)$ which is an unknown process in our case.

Let us now consider all the windows starting with the similar initial conditions $v(t_0) = a$, $\dot{v}(t_0) = b$ and stack them. The expected value of the oscillator response : $E[v(t-t_0)|a, b]$, when N , the number of times when the response $v(t)$ is reaching the conditions on a and b , is large is :

$$E[v(t-t_0)|a, b] = \sum_{n=1}^N \frac{v(t-t_n)}{N} \quad (7.8)$$

where t_n is the time when $v(t_n)$ fulfills condition a and $\dot{v}(t_n)$ fulfills condition b . Using equation 7.3, the expected value of $E[v(t-t_0)|a, b]$ can be decomposed as the following sum :

$$E[v(t-t_0)|a, b] = E[v_1(t-t_0)|a, b] + E[v_2(t-t_0)|a, b] \quad (7.9)$$

Then the expected value of the free vibration decay $E[v_1(t-t_0)|a, b]$, with the initial conditions on a and b , takes the form of the free vibration decay because (1) it only depends on constants (ω_0, ξ) and (2) we impose initial conditions on a and b (equation 7.6) :

$$E[v_1(t-t_0)|a, b] = \hat{a} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t-t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t-t_0)) \right] - \hat{b} h(t-t_0) \quad (7.10)$$

where \hat{a} and \hat{b} depend on the type of condition imposed to a and b .

Because $h(t - t_0)$ is not time dependent and $\alpha_2(t)$ is time dependent, the expected value of the convolution integral $E[v_2(t - t_0)|a, b]$ can be reduced to :

$$E[v_2(t - t_0)|a, b] = \int_0^{t-t_0} h(t - t_0 - \tau_1) E[\ddot{\alpha}_2(t_0 + \tau_1)|a, b] d\tau_1 \quad (7.11)$$

If the solicitation $\alpha_2(t)$ is assumed to be a zero mean, random and ergodic process, its expected value can be set to zero. Therefore $E[\ddot{\alpha}_2(t - t_0)|a, b]$ can be approximated to zero, which implies, according to equations 7.9 and 7.11, that $E[v(t - t_0)|a, b] = E[v_1(t - t_0)|a, b]$.

According to equation 7.10, the oscillator response can be estimated as :

$$E[v(t - t_0)|a, b] = \hat{a} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t - t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t - t_0)) \right] - \hat{b} h(t - t_0) \quad (7.12)$$

According to equation 7.8, oscillator response can be approximated by the average of all the response time windows which are starting with the initial condition on a and b which is called the Randomdec signature $RD(t - t_0)$:

$$\left\{ \begin{array}{l} RD(t - t_0) = \hat{a} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \left[\cos(\omega_1(t - t_0)) + \frac{\xi\omega_0}{\omega_1} \sin(\omega_1(t - t_0)) \right] \\ \quad - \hat{b} h(t - t_0) \\ RD(t - t_0) = \sum_{n=1}^N \frac{v(t-t_n)}{N} \end{array} \right. \quad (7.13)$$

There are many possible initial conditions that can be imposed to a and b [Asmussen and Brincker, 1999]. A possibility is to impose the initial displacement to be zero ($a = 0$) and the initial velocity to be positive ($b \geq 0$). This allows, in equation 7.13, to eliminate the term containing the initial displacement \hat{a} . Only the second \hat{b} term is kept and it is equal to the average of all the initial velocities $\dot{v}(t_n)$. Therefore, when applying these conditions, the Randomdec signature $RD(t - t_0)$ is given by the following equation :

$$RD(t - t_0) = \frac{\hat{b}}{\omega_1} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \sin(\omega_1(t - t_0)) = \sum_{n=1}^N \frac{v(t - t_n)}{N} \quad (7.14)$$

where \hat{b} is the average of the N initial velocity values.

Once the Randomdec signature is obtained (equation 7.14), the natural frequency and damping ratio can easily be derived by the traditional procedure of the logarithmic decrement (i.e., the natural logarithm of the ratio of amplitudes of two successive maxima) [Clough and Penzien, 1993]. Considering that $\xi \ll 1$ for most cases in civil engineering structures, then $\omega_1 \approx \omega_0$, so, the expression of the logarithmic decrement can be expressed as follows :

$$\xi \approx \frac{1}{2\pi} \log \left(\frac{|A_n|}{|A_{n+1}|} \right) \quad (7.15)$$

where $|A_n|$ and $|A_{n+1}|$ are the amplitudes of the absolute values of the Randomdec signature measured over one complete damped period. In order to estimate the damping all over the Randomdec signature, the slope p of the linear least square fit to the logarithm of the amplitude absolute values taken from each cycle. The equation used is :

$$\xi = \frac{-pT}{2\pi} \quad (7.16)$$

where $T = \frac{2\pi}{\omega_0}$ is the period of a cycle.

Another method to obtain the damping ratio of the oscillator is to find the curve which best fits the Randomdec signature. The equation of this curve has to be of the form of equation 7.14, and we minimize the error on each time sample of the Randomdec signature :

$$E = \sum_{\tau_i=0}^{n_\tau} \left\{ RD(\tau_i) - \left(\frac{\hat{b}_{est}}{\omega_{1est}} e^{-\xi_{est}\omega_{0est}\tau_i} \sin(\omega_{1est}\tau_i) \right) \right\}^2 \quad (7.17)$$

where b_{est} , ω_{0est} , ω_{1est} and ξ_{est} are the estimated values, and where n_τ is the number of sample of the Randomdec signature.

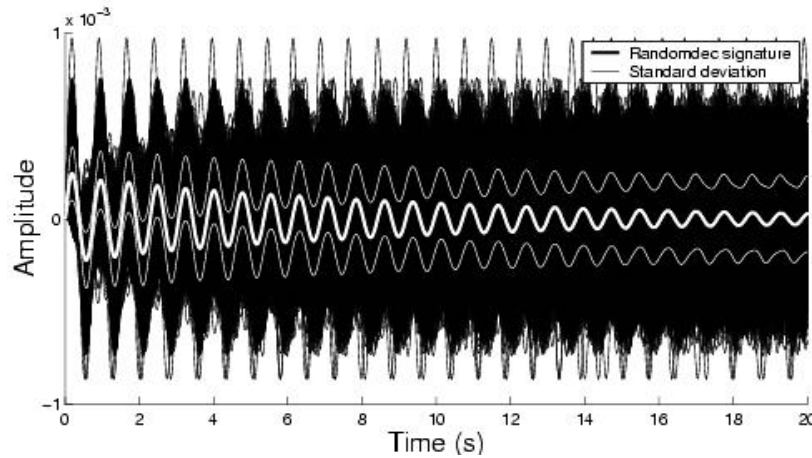


FIG. 7.2 – Average (thick white line) and standard deviation (thin white line) of 4000 windows starting by a null displacement and a positive velocity (black lines) obtained with the Randomdec method with a one hour long record

Recording duration

As mentioned above, the number of windows (N) has to be large enough for the results from the Randomdec method to be accurate and representative. The duration of the record directly controls this number. Therefore, in order to estimate the influence of the recording length on the damping ratio estimation, tests were made on long velocity records of ambient vibrations (up to 3600 seconds) obtained on four structures, the first modal frequency of which varies from 0.6 to 2.0 Hz (Table 7.1).

We trimmed these records into different time intervals, ranging from 100 to 3600 seconds, from which the frequency and damping ratio were derived using the Randomdec method. For each structure the frequency and damping ratio values are normalized to the value obtained with the longest record and are plotted against recording duration (Figures 7.3 and 7.4). These four examples show that the value of frequency is converging to the value obtained with the longest record after about 900 second with a relative error of 1% and the damping ratio is converging to the value obtained with the longest record after about 1800 seconds with a relative error of 5%. We therefore recommend a recording length of 15 minutes to derive frequency with less than 1 % error and a recording length of 30 minutes to derive damping ratio with less than 5 % error, as long as frequency is greater than 0.6 Hz . Taller buildings would require longer recordings.

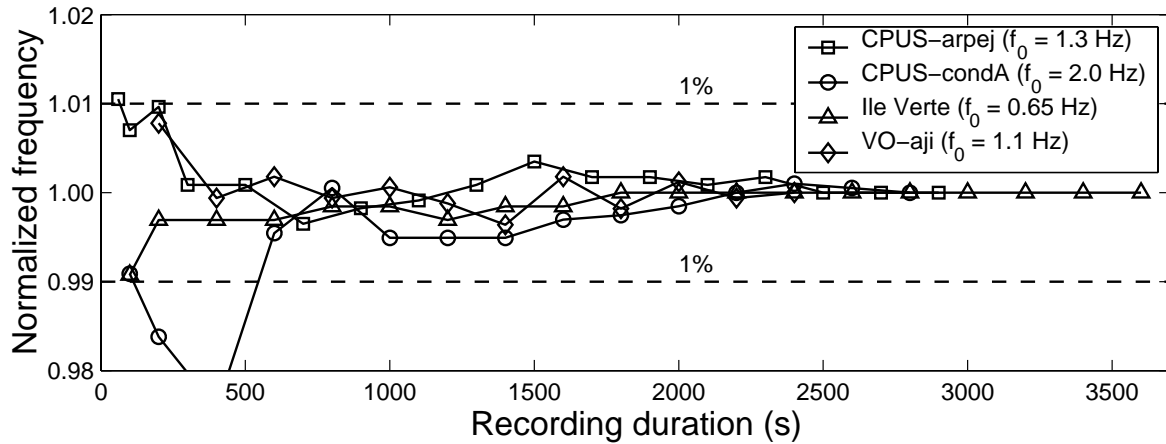


FIG. 7.3 – Evolution of frequency normalized to the longest record frequency with the recording duration for 4 buildings. See buildings characteristics "CPUS-arpej", "CPUS-condA", "ile-verte" and "VO-aji" in Table 7.1.

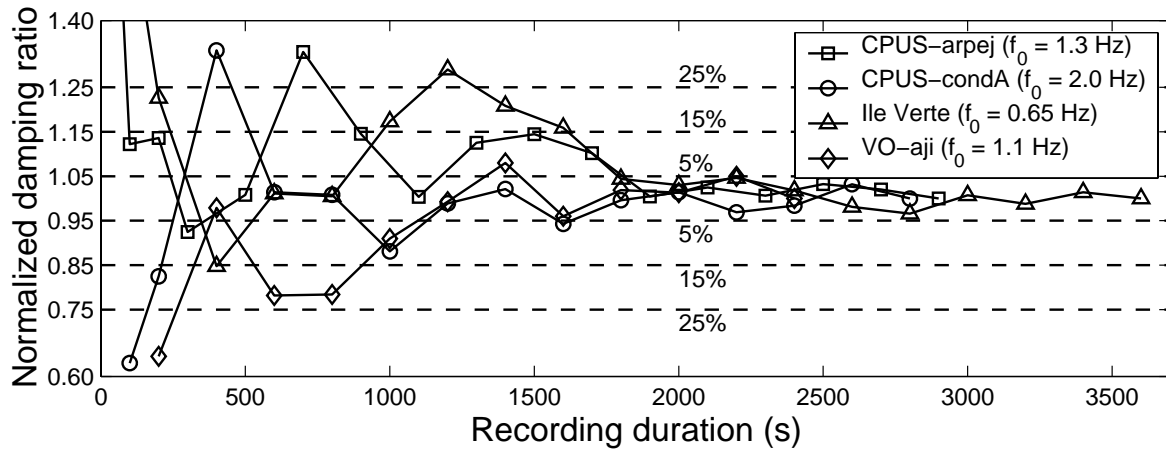


FIG. 7.4 – Evolution of damping normalized to the longest record of 4 buildings with the recording duration damping ratio. See buildings characteristics "CPUS-arpej", "CPUS-condA", "ile-verte" and "VO-aji" in Table 7.1.

7.2.3 Full-scale data and dynamic properties of buildings

Dynamic properties from ambient vibrations records

In the framework of a preliminary seismic vulnerability analysis within the city of Grenoble (France), [Farsi, 1996; Farsi and Bard, 1998, 2004] performed an ambient vibration survey with broad band velocimeters in a set of 26 buildings ranging from 3 to 28 story, and having a structural system consisting in RC shear walls. The Y-shaped sedimentary fill of the Grenoble basin consists of late quaternary post-glacial deposits overlaying a marly Jurassic limestone bedrock. Both geometry and mechanical properties of the basin were inferred from gravimetric surveys [Vallon, 1999], active reflection and refraction seismics [Dietrich et al., 2001] and microtremor recording studies [Lebrun et al., 2001], which have been calibrated by a deep borehole drilled in the NE branch of the valley. The sediment thickness reaches 900 m in the central part of the basin, which is at most 5 km wide. The soil geology under all these buildings is about the same, with a S-wave velocity varying between 200 and 300 m/s at the surface, a Poisson's ratio larger than 0.35, and a mass density around 1.9 g/cm^3 [Cornou, 2002; Cornou and Bard, 2003].

Application of the Randomdec method to this data set gives frequency values (f_0) ranging from 0.6 to 8 Hz , and damping ratio values (ξ_{mes}) from 0.7% to 12% (Table 7.1). Following the results of Satake et al. [2003], we investigate the relation between frequency and damping ratio. Figure 7.5a exhibite a clear dependance of damping ratio ξ_{est} on frequency f_0 , which can be approximated by teh following eaquation (Figures 7.5b and 7.5c) :

$$\xi_{est} = \exp[-0.22 + 0.42f_0] \quad \text{with a standard error } \sigma \text{ of } 1.70 \quad (7.18)$$

With ξ_{est} the estimated damping ratio in % , f_0 the measured frequency in Hz . An exponential regression is used because it better fits the data than a linear regression.

As the regression is derived in a \log scale, the error σ is defined as the standard deviation of the estimated $\ln(\xi_{est\ i})$ to the measured $\ln(\xi_{mes\ i})$. This "error" is a "multiplier" factor : for a given frequency, there are 84 % chance for damping ratio to range between ξ_{est}/σ and $\xi_{est} * \sigma$.

$$\sigma = \exp \left[\sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \{ \ln(\xi_{est\ i}) - \ln(\xi_{mes\ i}) \}^2} \right] \quad (7.19)$$

Building	Height H (m)	Longitudinal direction			Transversal direction		
		Length L (m)	Frequency f_0 (Hz)	Damping ratio ξ_{mes} (%)	Length L (m)	Frequency f_0 (Hz)	Damping ratio ξ_{mes} (%)
SMH-mlg4	26.5	35.0	3.4	11.7	10.0	2.4	5.5
SMH-mlg5	15.6	17.4	2.9	6.7	10.0	-	-
ECHIR-auv4	43.2	18.5	1.9	4.1	17.2	1.7	1.3
ECHIR-psm3	22.4	17.8	2.8	2.0	10.0	2.2	1.7
ECHIR-psm4	22.4	17.6	2.8	1.5	10.0	2.2	1.2
CPUS-condA	16.5	25.0	2.0	2.1	10.0	3.0	2.1
CPUS-arpej	46.0	27.5	1.3	1.2	16.1	1.1	1.1
HOCH-bt1	14.9	23.7	5.1	7.4	11.3	5.3	10.2
HOCH-bt3	14.7	19.5	5.0	6.2	13.4	4.4	7.1
HOCH-bt8	17.6	19.4	5.6	11.7	18.6	5.4	9.1
HOCH-btA	16.1	19.7	5.0	7.2	12.0	5.7	6.2
HOCH-btB	16.1	24.9	5.1	6.9	11.0	-	-
MIST-bt09	31.1	35.1	2.8	1.5	10.8	2.2	1.5
MIST-bt10	15.6	35.4	7.9	9.9	10.1	5.4	6.7
MIST-bt11	31.1	18.9	2.8	1.5	10.8	2.2	1.4
MIST-bt13	24.5	21.6	-	-	9.5	2.6	3.8
MIST-bt15	24.6	21.6	2.9	6.7	9.5	2.5	5.3
MIST-bt25	24.6	27.8	2.9	6.0	9.5	2.6	2.9
MIST-bt72	47.7	22.0	1.9	2.1	20.0	1.4	1.2
MIST-bt76	31.8	29.0	3.0	5.7	20.0	2.5	1.1
VO-aji	49.0	26.6	1.7	1.1	11.7	1.4	1.1
VO-dh34	12.5	12.2	4.9	4.9	16.8	6.1	11.1
VO-lt3	10.0	16.8	6.2	4.4	12.2	-	-
VO-tour2	40.0	25.5	2.1	2.5	22.2	1.8	2.1
VO-tour3	40.0	22.5	2.0	1.1	22.2	2.0	0.7
Ile verte	90.0	37.0	0.84	0.86	22.0	0.65	0.56

TAB. 7.1 – *Dynamic characteristics of the 26 reinforced concrete buildings of Grenoble obtained with ambient vibrations records.*

Ambient vibrations results for buildings founded on alluvium

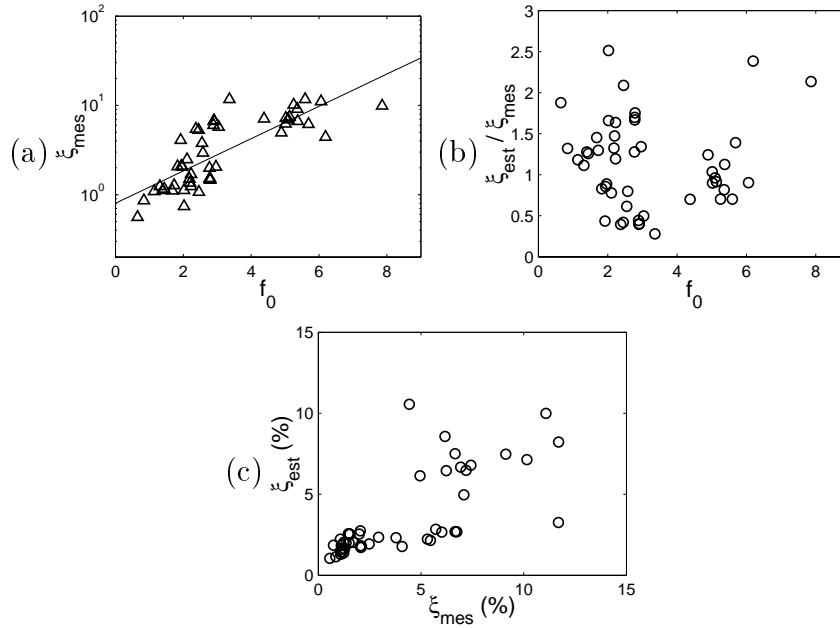


FIG. 7.5 – *Observations from Ambient vibrations data : Grenoble data set. (a) Measured damping ratio ξ_{mes} versus measured frequency f_0 . (b) Estimated damping ξ_{est} ratio following the regression of equation 7.18 normalized by measured damping ratio ξ_{mes} versus measured frequency f_0 . (c) Estimated damping ξ_{est} ratio versus measured damping ratio ξ_{mes} .*

Dynamic properties from seismic records

As the previous result is derived only from ambient vibrations records, we also investigate this same dependency for buildings having recorded strong motion shaking. The data used in this section come from the California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP) (<http://www.consrv.ca.gov/cgs/smip/about.htm>), which was established in 1972 by California Legislation to obtain vital earthquake data for the engineering and scientific communities through a statewide network of strong motion instruments. Farsi [1996] used a system identification technique to derive the frequency and damping values from these seismic records on 15 reinforced concrete buildings (Table 7.2).

The buildings may be separated in two groups : those founded on bedrock and those founded on alluvium. The damping behavior of each group of buildings is different, as displayed in Figures 7.6 and 7.7. Damping of bedrock founded buildings is not frequency dependent (Figure 7.6). While damping of alluvium founded building exhibits a clear dependence to frequency (Figure 7.7a), which can be approximated by following equation :

$$\xi_{est} = \exp[1.47 + 0.29f_0] \quad \text{with a standard error } \sigma \text{ of } 1.51 \quad (7.20)$$

With ξ_{est} the estimated damping ratio in % , f_0 the measured frequency in Hz .

The comparison of the regression on strong motion data (equation 7.20) with the regression on ambient vibration data (equation 7.18) shows the f_0 coefficient is comparable, while the constant is different. Ones may conclude that this type of regression can be extrapolated from weak motion to large motion by changing only the constant, which can be interpreted as an indicator of the amplitude of the solicitation. The maximum acceleration on the roof from strong motion dataset ranging from 0.12 to 1.24 g , while the ambient vibration acceleration is about $10^{-5} g$. The important gap in acceleration values makes it difficult to establish a rule to extrapolate weak motion to large motion damping. A dataset covering the whole motion amplitude range from ambient vibration to large seismic motion could confirm the type of regression and precise the amplitude dependence of the damping.

Strong motion results for buildings founded on bedrock

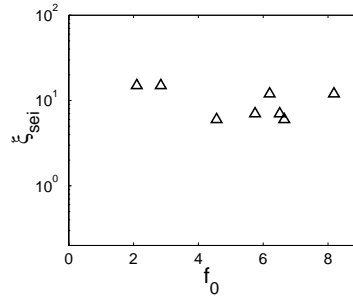


FIG. 7.6 – Observations from strong motion data (CSMIP) for buildings founded on bedrock. Measured damping ratio ξ_{sei} versus measured frequency f_0 .

Building (location)	#	Height H (m)	Event	Max acce- leration Am (g)	Site Geology	Direc- tion	Length L (m)	Frequ- ency F (Hz)	Damping ratio ξ (%)
Town Park Towers (San Jose)	23a	29.3	MH84	0.21	Deep alluvium	L T	63.9 19.4	1.5 2.46	6.0 10.0
Town Park Towers (San Jose)	23b	29.3	ML86	0.12	Deep alluvium	L T	63.9 19.4	1.56 2.48	4.0 10.0
Town Park Towers (San Jose)	23c	29.3	LP89	0.24	Deep alluvium	L T	63.9 19.4	1.34 2.46	6.0 9.0
Telephone Bldg. (Watsonville)	25b	20.2	LP89	1.24	Fill over alluvium	L T	22.7 21.5	2.42 3.5	12.0 23.0
U.S. Postal Service Bldg. (San Bruno)	26	34.5	LP89	0.36	Alluvium over sandstone	L T	58.5 25.6	0.74 0.58	3.3 4.3
Southland Square Bldg. (Hayward)	28	22.0	LP89	0.45	Alluvium	L T	66.1 28.1	1.18 1.48	7.0 10.0
1200 Lakeshore Bldg. (Oakland)	30	66.7	LP89	0.38	Thin fill over deep alluvium	L T	64.3 23.7	0.46 0.4	7.01 4.0
Title Insurance & Trust Company (Oakland)	31	8.5	LP89	0.69	Alluvium	L T	49.6 46.6	1.98 1.88	14.0 14.0
Marshall Electro. Group (Milpitas)	35	9.4	LP89	0.58	Alluvium	L T	51.2 36.5	4.29 3.61	17.0 17.0
Pacific Manor (Burbank)	36	27.2	WN87	0.54	Alluvium	L T	65.5 22.8	1.9 2.18	5.0 5.0
CSULB Engineerig Bldg. (Long Beach)	37	21.6	WN87	0.36	Deep alluvium	L T	62.2 22.8	5.02 2.92	10.0 4.0
Canada College (Redwood City)	27	11.0	LP89	0.19	Greenstone	L T	52.3 23.3	6.2 8.18	12.0 12.0
CSUH Science Bldg. (Hayward)	29	15.2	LP89	0.18	Weathred metavolcanic rock	L T	99.5 21	6.51 4.56	7.0 6.0
Piedmond Junior High School (Piedmont)	32	11.0	LP89	0.18	Serpentinite	L T	35.0 22.2	5.75 6.65	7.0 6.0
Citizens Savings and Loan (Pleasant Hill)	33	12.1	LP89	0.23	Sandstone	L T	40 23.4	2.84 2.1	15.0 15.0

TAB. 7.2 – *Dynamic characteristics of the CSMIP reinforced concrete buildings obtained from strong motion records from Farsi [1996]. LP89 : Loma Prieta of 17 October 1989 ($M_s=7.1$), MH84 : Morgan Hill of 24 April 1984 ($M_l=6.2$), ML86 : Mount Lewis of 31 march 1986 ($M_l=5.8$), WN87 : Whitter Narrows of 01 October 1987 ($M_l=5.9$)*

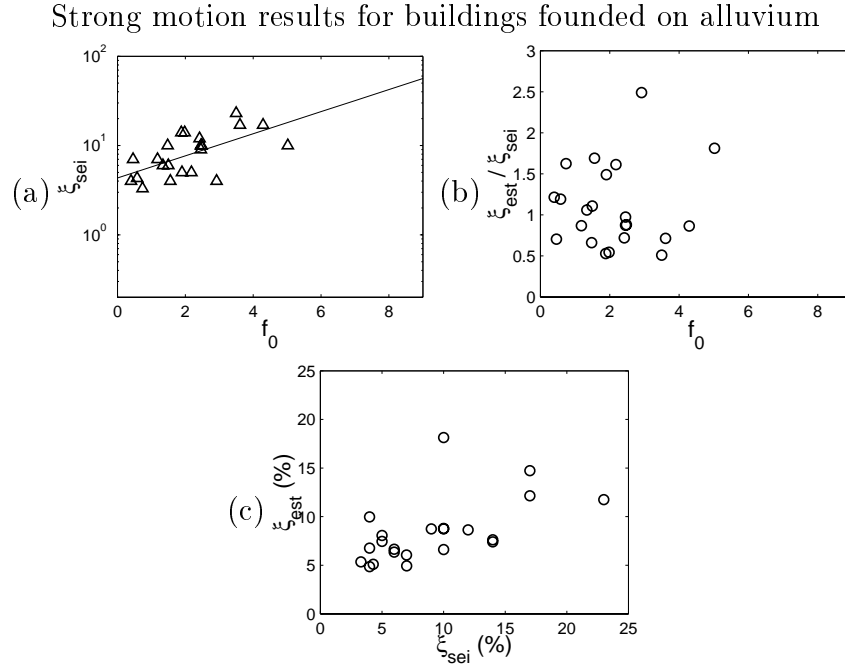


FIG. 7.7 – Observations from strong motion data (CSMIP) for buildings founded on alluvium. (a) Measured damping ratio ξ_{sei} versus measured frequency f_0 . (b) Estimated damping ξ_{est} ratio following the regression of equation 7.20 normalized by measured damping ratio ξ_{sei} versus measured frequency f_0 . (c) Estimated damping ξ_{est} ratio following the regression of equation 7.20 versus measured damping ratio ξ_{sei} .

Comparison to other damping predictors

Satake et al. [2003] proposed a damping predictor ξ_{sa} that is both frequency and amplitude dependent, expressed as :

$$\xi_{sa} = 1.4f_0 + 47000\frac{x}{H} - 0.18 \quad (7.21)$$

where f_0 is the building frequency, x the vibration displacement amplitude at the top of the building (in meters) and H the height of the building (in meters). As we used ambient vibrations to estimate the damping ratio (ξ_{mes}) of Grenoble buildings, the amplitude dependent term can be neglected : with a vibration amplitude (x) of about 10^{-6} m and building minimum height of 10 m this term is smaller than 10^{-2} , while the frequency dependent term for the tallest building is $0.65 \times 1.4 = 0.91$ (Table 7.1) and the constant is 0.18 . Therefore, the damping is essentially linearly increasing with frequency for ambient vibration solicitation. Our predictor and Satake's one have the same behavior in medium frequency (1-8 Hz, the most common building frequencies), but for low and high frequencies Satake's predictor give lower values (Figure 7.8). Satake's predictor values for very low frequency are near 0.18%, which seems to be very low for the Grenoble data set. The standard error (σ) of Satake's predictor applied to Grenoble data set is 1.85 , which compares well to Grenoble estimation standard error of equation 7.18.

Lagomarsino [1993] proposed another predictor ξ_{la} for RC and Steel structures which includes only a frequency dependence :

$$\xi_{la} = 0.72/f_0 + 0.70f_0 \quad (7.22)$$

By comparing the Lagomarsino's predictor to the Grenoble data set, it can be seen that it overestimates damping for low frequencies (< 1 Hz) and underestimates damping for high frequencies (> 4 Hz) (Figure 7.8). The standard error (σ) of Lagomarsino's predictor applied to Grenoble data set is 1.94, which does not compares well to Grenoble estimation standard error of equation 7.18.

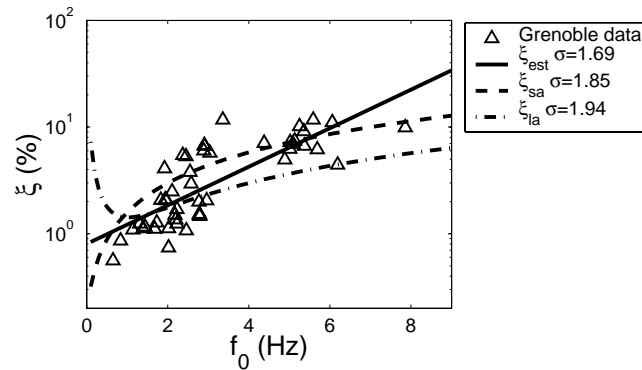


FIG. 7.8 – Comparison of frequency versus damping ratio for the Grenoble observed data (triangles). Proposed damping predictor ξ_{est} (solid line), Satake's damping predictor ξ_{sa} (dashed line) and Lagomarsino's damping predictor ξ_{la} (dash-dotted line).

Discussion

We observed on both ambient vibration data set and on strong motion data set that damping of structures founded on alluvium depends on frequency. The study by Satake et al. [2003] based on data ranging from ambient vibrations to large earthquakes observed the same trend (damping ratio increasing with the frequency, see equation 7.21). This effect does not seem to depend on the solicitation level, although vary with amplitude as reported by [Trifunac, 1972; Udwadia and Trifunac, 1973; Celebi, 1993a; Irie and Nakamura, 2000; Meli and Faccioli, 1996] for frequency values and by [Li et al., 2003; Satake et al., 2003] for damping values.

The damping ratio (ξ) is indeed reflecting the energy loss of the structure over one vibration cycle. This loss of energy is generally assumed in dynamic analysis to be mainly due to the structural damping, which is generally not considered, at least in everyday's practice and in the vast majority of construction codes, as frequency dependent. However, another origin for the energy loss during the vibration of the structure comes from the back-radiation of waves into the soil, associated to soil-structure interaction [Housner, 1957; Gazetas, 1991; Hadjian, 1993; Wolf, 1994; Guéguen, 2000]. This phenomenon is frequency dependent and could, at least partly, explain our observations : we thus checked this hypothesis with a simple numerical model.

Because the dispersion of observed data is large, the idea is not to fit the model exactly with the data, but to know if the proposed explanation is valid. As the observation is only based on the first mode of the structures, they will be modelised with a single degree of freedom system.

7.2.4 Model

Description of the model

We used the same Single Degree Of Freedom (SDOF) structure model as Guéguen [2000] and Boutin et al. [2001], which includes soil-structure interaction. The building is replaced by an equivalent linear oscillator of mass m_1 , stiffness k_1 , damping ratio ξ_1 , and equivalent height h (Figure 7.9). The surficial foundation is assumed to be rigid and is characterized by its mass m_0 and its moment of inertia J_0 . The soil-structure interaction is taken into account with a cone model (foundation at the surface of a homogeneous soil half-space) [Wolf, 1994], which gives an equivalent horizontal stiffness k_h for the soil with damping c_h and an equivalent rotational stiffness k_r for the foundation with damping c_r . This soil-structure model takes into account the structure energy radiated into the soil. The system is subjected to horizontal incident seismic motion x_g . The equations of motion of the soil + structure system are :

$$\left\{ \begin{array}{ll} m_1[\ddot{x}_0(t) + h\ddot{\phi}(t) + \ddot{x}_1(t)] \dots & \\ + c_1\dot{x}_1(t) + k_1x_1(t) & = -m_1\ddot{x}_g(t) \\ \\ m_0\ddot{x}_0(t) + m_1[\ddot{x}_0(t) + h\ddot{\phi}(t) + \ddot{x}_1(t)] \dots & \\ + c_h\dot{x}_0(t) + k_hx_0(t) & = -(m_0 + m_1)\ddot{x}_g(t) \\ \\ J_0\ddot{\phi}(t) + m_1h[\ddot{x}_0(t) + h\ddot{\phi}(t) + \ddot{x}_1(t)] \dots & \\ + c_r\dot{\phi}(t) + k_r\phi(t) & = -m_1h\ddot{x}_g(t) \end{array} \right. \quad (7.23)$$

Where x_1 , \dot{x}_1 and \ddot{x}_1 are, respectively, the horizontal displacement, velocity, and acceleration of the mass m_1 relative to the foundation. x_0 , \dot{x}_0 and \ddot{x}_0 are, respectively, the horizontal displacement, velocity, and acceleration of the foundation relative to the soil. ϕ is the rocking angle of the foundation, $\dot{\phi}$ and $\ddot{\phi}$ are its first and second time derivative. k_1 and c_1 are the stiffness and damping of the structure, which are related to the natural angular frequency ω_1 , and the damping ratio ξ_1 through the following relationships :

$$\begin{cases} k_1 = \omega_1^2 m_1 \\ c_1 = 2\omega_1 m_1 \xi_1 \end{cases} \quad (7.24)$$

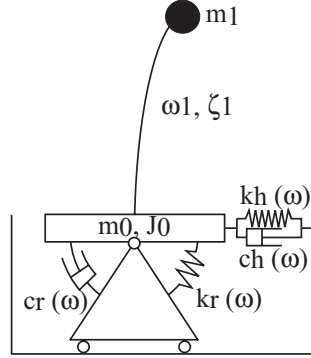


FIG. 7.9 – The 1 DOF oscillator with soil-structure interaction

The solution in the frequency domain is :

$$\begin{Bmatrix} x_1(\omega) \\ x_0(\omega) \\ \phi(\omega) \end{Bmatrix} = -([K] - [M]\omega^2)^{-1} \{m\} x_g(\omega) \omega^2 \quad (7.25)$$

Where $[K]$ is the impedance matrix of the system :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + i\omega c_1 & & \\ & k_h + i\omega c_h & \\ & & k_r + i\omega c_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & & \\ & K_h & \\ & & K_r \end{bmatrix} \quad (7.26)$$

$[M]$ and $\{m\}$ are the matrix and vector of mass of the system :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & m_1 h \\ m_1 & m_0 + m_1 & m_1 h \\ m_1 h & m_1 h & J_0 + m_1 h^2 \end{bmatrix} \quad (7.27)$$

$$\{m\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 + m_1 \\ m_1 h \end{Bmatrix} \quad (7.28)$$

The cone model determines the equivalent stiffness and damping of the soil, K_h for the horizontal motion and K_r for rocking motion. In absence of horizontal stratification, the soil

is idealized as a homogeneous linearly elastic, semi-infinite medium with mass density ρ . No material damping is considered in the soil, the additional damping in the structure comes only from wave radiation. The soil is characterized by its elastic properties : Poisson's ratio ν , P-wave velocity propagation c_p and S-wave velocity propagation c_s . Foundation is characterized by its area A_0 and its moment of inertia about the axis of rotation J_0 .

Expression of K_h and K_r depends here on the dimensionless frequency parameter a_0 :

$$a_0 = \frac{\omega r_o}{c_s} \quad (7.29)$$

with r_o the equivalent radius of the foundation defined as $r_{0h} = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$ for the translation motion and as $r_{0r} = \sqrt[4]{\frac{4J_0}{\pi}}$ for the rocking motion.

The translational cone gives the horizontal motion equivalent stiffness K_h [Wolf, 1994].

$$K_h(a_0) = K_{ch} [k_h + i a_0 c_h] \quad (7.30)$$

With :

$$k_h = 1 \quad \text{and} \quad c_h = \frac{z_{0h}}{r_{0h}} \quad (7.31)$$

Where $\frac{z_{0h}}{r_{0h}}$ is the aspect ratio of the cone model for the translational motion :

$$\frac{z_{0h}}{r_{0h}} = \frac{\pi}{8}(2 - \nu) \quad (7.32)$$

The stiffness constant of the soil K_{ch} is :

$$K_{ch} = \frac{\rho c_s^2 A_0}{z_{0h}} \quad (7.33)$$

Similarly, the rotational cone for rocking motion gives the equivalent stiffness K_r , see Wolf [1994].

$$K_r(a_0) = K_{cr} [k_r(a_0) + i a_0 c_r(a_0)] \quad (7.34)$$

With :

$$k_r(a_0) = 1 - \frac{4\mu z_{0r}}{3\pi r_{0r}} \left(\frac{c_s}{c_c}\right)^2 a_0^2 - \frac{1}{3} \frac{a_0^2}{\left(\frac{r_{0r} c_c}{z_{0r} c_s}\right)^2 + a_0^2} \quad (7.35)$$

$$c_r(a_0) = \frac{z_{0r} c_s}{3 r_{0r} c_c} \frac{a_0^2}{\left(\frac{r_{0r} c_c}{z_{0r} c_s}\right)^2 + a_0^2} \quad (7.36)$$

Here, the aspect ratio $\frac{z_{0r}}{r_{0r}}$ of the rotational cone is :

$$\frac{z_{0r}}{r_{0r}} = \frac{9\pi}{32}(1 - \nu) \left(\frac{c_c}{c_s}\right)^2 \quad (7.37)$$

The stiffness constant of the soil K_{cr} is :

$$K_{cr} = \frac{3\rho c_c^2 I_0}{z_{0r}} \quad (7.38)$$

c_c and μ are defined as :

$$\text{If } \nu \leq \frac{1}{3}, \quad c_c = c_p \quad \text{and} \quad \mu = 0 \quad (7.39)$$

$$\text{If } \frac{1}{3} < \nu < \frac{1}{2}, \quad c_c = 2c_s \quad \text{and} \quad \mu = 0.3 \pi \left(\nu - \frac{1}{3} \right) \quad (7.40)$$

This model allows to obtain the impulse response of the soil + structure system for any virtual structure from which the modal frequency and damping ratio are derived by the logarithmic decrement method [Clough and Penzien, 1993]. The idea is to check how such a model can qualitatively explain the frequency dependance of damping that is observed on datas.

Model parameters

The structural parameters (mass, height, structural frequency and damping ratio) were chosen to be representative of RC buildings with shear walls. As we need different structural frequencies, we first chose a number of stories for a building and deduced its height, mass and frequency with simple relations. The inter-story height is taken as 2.65 *m* and the building density as 1050 *Kg/m²/story*, as commonly used in civil engineering practice. The structural frequency of the buildings is estimated with the formula of Dunand et al. [2003a] valid for shear wall structures representative of Grenoble buildings :

$$F = \frac{25}{\text{Number of stories}} \quad (7.41)$$

As we model the building by a SDOF, the equivalent height of 60 % of the structural height of the building was taken, in order to obtain the same fundamental frequency as a Multi Degree of Freedom oscillator representing this building. We consider here surface foundation (0.7 *m* depth, i.e. the minimum regulation foundation in Grenoble), and they are considered as made of reinforced concrete with used density : 2500 *Kg/m³*.

As all the buildings are located within the city of Grenoble, where the soil profiles show only little lateral variations (at least over short distances), soil parameters are identical for all foundations. A soil density of 1900 *Kg/m³*, soil Poisson's ratio of 0.35 and S-wave velocity of 270 *m/s* are taken from Cornou [2002].

First model results

The only missing values are those of structural damping ratio and the horizontal dimensions of structures. In order to test the model, we first used the true dimensions (horizontal and vertical) of the Grenoble buildings (Table 7.1). The damping ratio of the structures is

chosen as the minimum value of the data regression, i.e. 0.8% (equation 7.18). The results of this model are displayed in Figure 7.10.

There is a good agreement between the model results and the observations with a standard error σ of 1.84 (see equation 7.19), both showing the same tendency the damping does increase with the frequency, thus confirming the hypothesis that the loss of energy in the structure comes partly from a leak of energy radiated in the soil by the structure. Therefore, the behavior of the soil + structure system (frequency and damping ratio) should not be interpreted in terms of structural parameters alone, but should also definitely include soil-structure interaction effect.

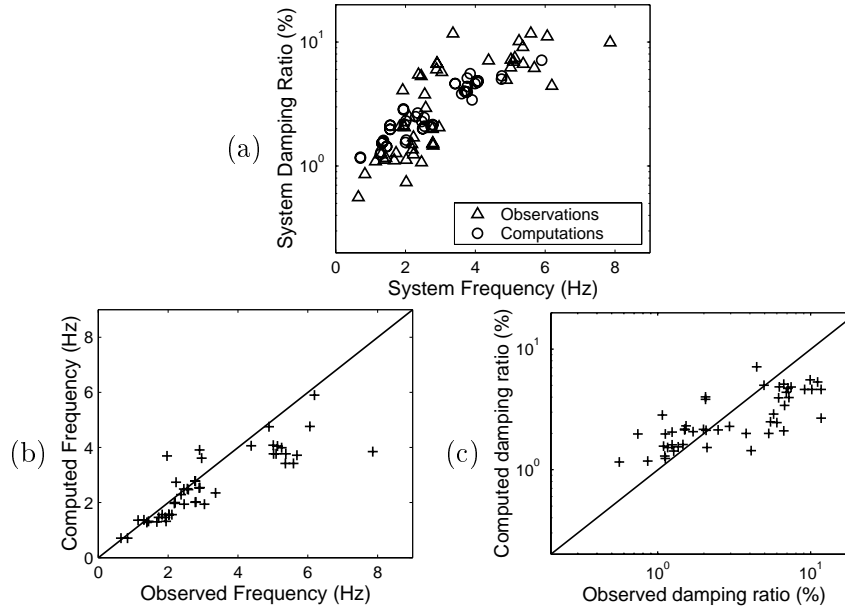


FIG. 7.10 – Comparison of damping observations and computations for Grenoble building set. Numerical simulations are performed with S-wave velocity of 270 m/s, structural damping ratio of 0.8 % and the true dimensions (horizontal and vertical). The standard error σ is 1.84 (equation 7.19). (a) Damping ratio versus frequency for observations and computations. (b) Computed frequency versus observed frequency. (c) Computed damping ratio versus observed damping ratio.

Model sensitivity

We then tested the impact of the various model parameters on the soil-structure interaction phenomenon, and we found that the only parameters having a significant influence are (1) the structural frequency of the building (which depends on its mass, height and rigidity), (2) soil S-wave velocity, (3) the horizontal dimension of building, and (4) the structural damping ratio of the building.

Influence of the building structural frequency :

The model was used to obtain the frequency and damping ratio of soil+structure systems with

a number of stories varying from 3 to 60, while the structure lengths are constant and equal to the average of the 26 true structure lengths of Grenoble, i.e. 18.7 m (Table 7.5). The structural damping ratio is taken as 0.8% and the soil S-wave velocity as 270 m/s. For low structural frequencies, the system damping ratio is close to the structural damping ratio, while for the stiffer structures, the system damping ratio is higher than the structural damping ratio, up to a factor of 16 for a structural frequency of 9 Hz (Figure 7.11a). Figure 7.11b shows very clearly that, as expected, the system frequency is slightly reduced by the soil-structure interaction phenomenon for high frequency structures (up to a factor of 1.2), and is not reduced for low frequency structures.

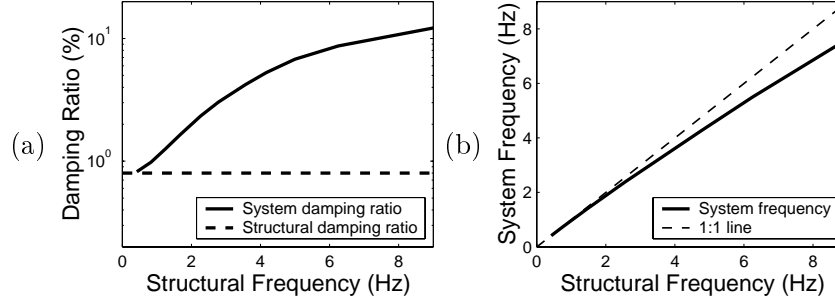


FIG. 7.11 – Model results showing (a) a comparison of structural damping ratio and system damping ratio with structural frequency, and (b) a comparison of system frequency with structural frequency. These data are computed with a S-wave velocity of 270 m/s, a structural length of 18.7 m and a structural damping ratio of 0.8%.

Influence of the S-wave velocity :

For the same structures, we varied the soil S-wave velocity from 200 m/s to 1000 m/s ; we found that the lower the S-wave velocity, the higher the damping ratio of the system (Figure 7.12), while for high S-wave velocity (1000 m/s) the damping ratio of the system is very close to the damping ratio of the structure whatever its frequency (Figure 7.12).

Influence of the horizontal dimension of building :

For the same structures, we varied the length and width of the buildings from 5 m to 40 m for fixed soil S-wave velocity of 270 m/s and a fixed structural damping ratio of 0.8 %. Small length structures exhibits a system damping ratio lower than large structures (Figure 7.13), and the difference can be significant (a factor of 6 for high frequency structure and a structural damping ratio of 0.8 %).

Influence of the structural damping ratio :

As shown on Figures 7.12 and 7.13 for structural damping varying from 0.8% to 6%, the effect of the structural damping is to shift up the observations done on the effect of S-wave velocity and the length of the structure. But there is an apparent upper limit near 20%. And system damping ratio is between the structural damping ratio and 20%.

These dependences are summarized in Figure 7.14 : the higher the structural frequency, S-wave velocity or structural length, the higher system damping ratio.

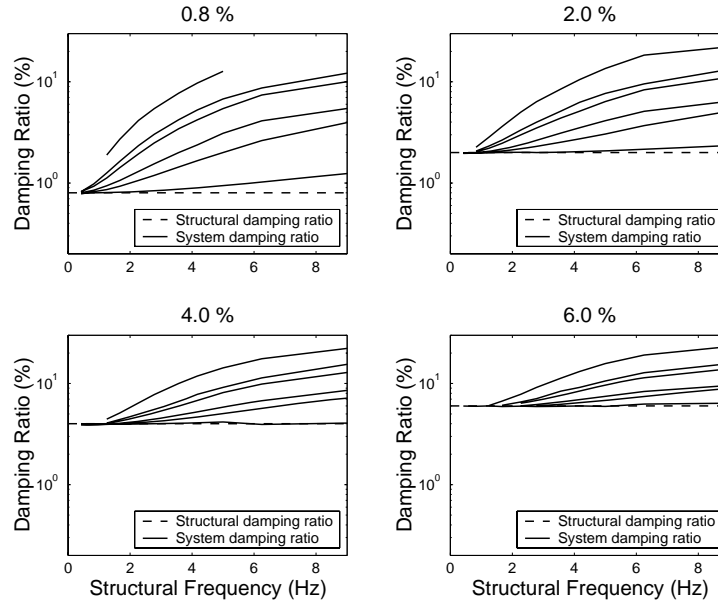


FIG. 7.12 – Sensitivity of system damping ratio (full lines) to S -wave velocity in the soil (up to down : $c_s = 200, 270, 300, 400, 500$ and 1000 m/s) and to different structural damping ratio (dashed lines) ($\xi = 0.8\%, 2.0\%, 4.0\%$ and 6.0%). All buildings are assumed to have the same horizontal lenght (18.7 m) whatever their height and frequency.

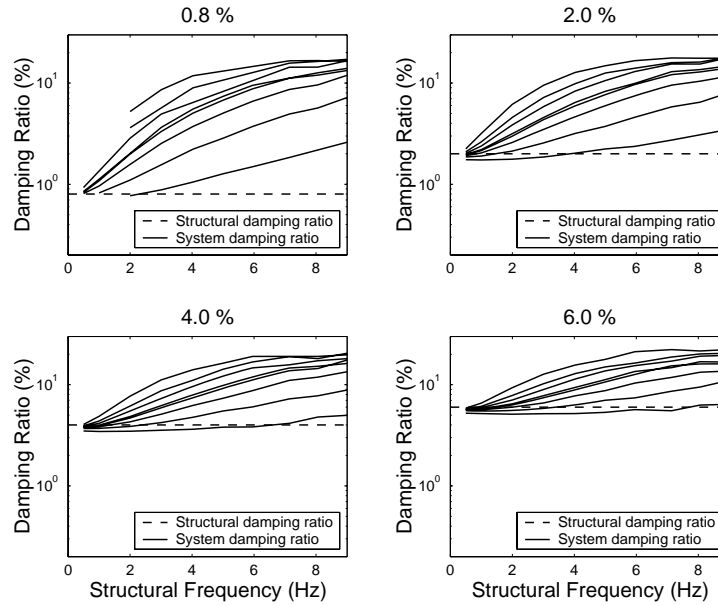


FIG. 7.13 – Sensitivity of system damping ratio (full lines) on different structural length (up to down : $L = 40, 30, 25, 20, 18, 15, 10$ and 5 m) for different structural damping ratios (dashed lines) ($\xi = 0.8\%, 2.0\%, 4.0\%$ and 6.0%). In all computations, the S -wave velocity in the soil is set to 270 m/s.

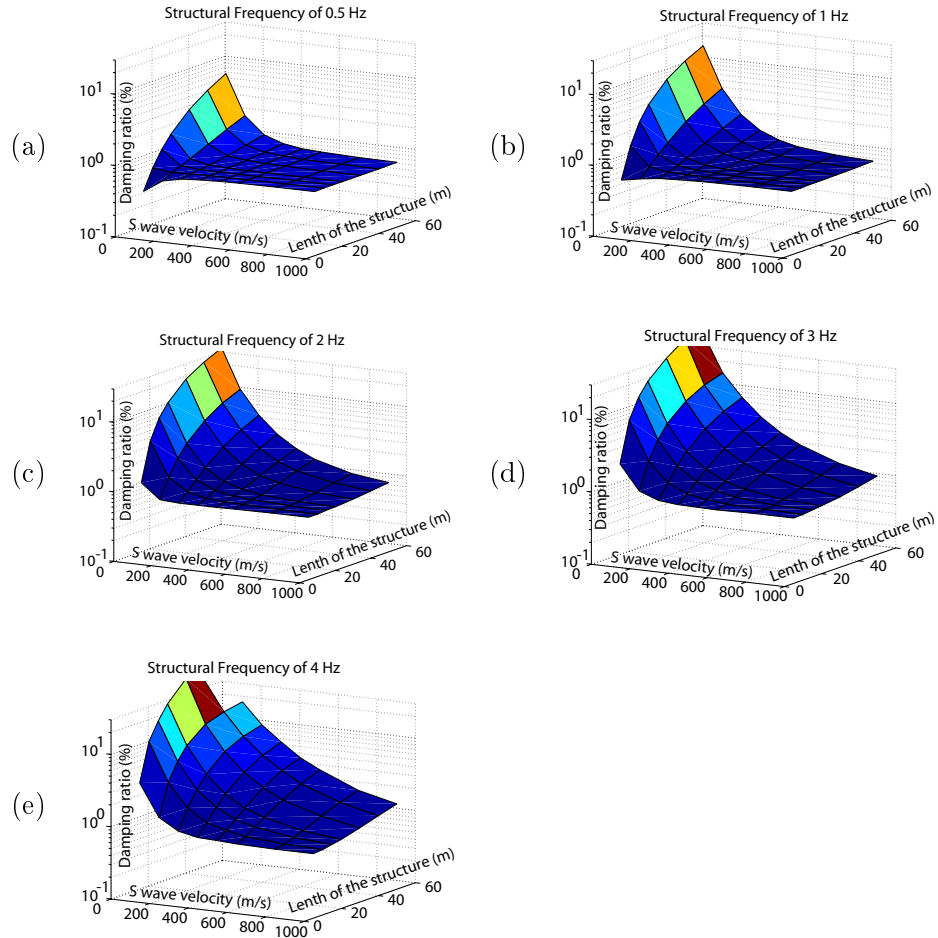


FIG. 7.14 – Model results showing system damping ratio versus *S*-wave velocity and structural length for a structural damping ratio of 0.8% and for different structural frequency : (a)-0.5 Hz, (b)-1 Hz, (c)-2 Hz, (d)-3 Hz and (e)-4 Hz.

7.2.5 Consequences

Obviously, the damping values derived under ambient vibrations cannot be extrapolated directly to the damping values under strong shaking : a lot of non-linear material degradation phenomena occur in both the structure and the soil, which should most generally increase the damping values of the whole (soil+structure) system at large strains. However, one may consider that the frequency values derived from ambient vibration recordings are an upper bound for the actual frequency values under stronger shaking, while, simultaneously, the ambient vibration damping values should be a lower bound for the actual damping for strong motion.

Therefore, as the usual design practice is to consider one "standard" damping value, generally associated only with the construction material (RC, steel, masonry, wood, ...) and/or the structural system (frame, shear wall, ...), and never with the building height and frequency, our results suggest that the damping is most generally underestimated for stiff structures resting on soft or intermediate soils. Therefore, their design is probably conservative, at least more conservative than the design of taller buildings having lower fundamental frequencies. As an example, Figure 7.15 is showing the regulatory French design spectra (equation 7.42 and 7.43) [PS92, 1990] for the Grenoble area and thick soils with medium stiffness (site category S3).

$$\begin{cases} R(F) = 8.29\rho F^{\frac{5}{3}} & \text{for } F \leq 0.22 \text{ Hz} \\ R(F) = 1.86\rho F^{\frac{2}{3}} & \text{for } 0.22 \leq F \leq 1.11 \text{ Hz} \\ R(F) = 2\rho & \text{for } F \geq 1.11 \text{ Hz} \end{cases} \quad (7.42)$$

With ρ used as a damping corrector defined as :

$$\rho = \left(\frac{5}{\xi}\right)^{0.4} \quad (7.43)$$

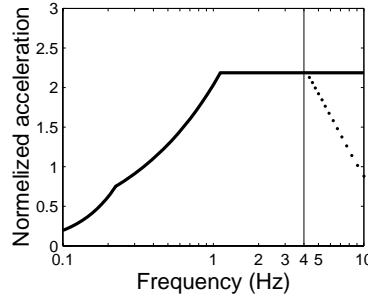


FIG. 7.15 – *Consequences of the soil structure interaction on the design spectra. Full line : French design spectra for a S3 site (Grenoble) and a damping ratio of 4 % (reinforced concrete structures). Dotted line : French design spectra modified by the proposed damping predictor of equation 7.18.*

The standard damping recommended by the French code [PS92, 1990] for RC structures is 4 %. By using this damping value as a minimum value to our predictor ξ_{est} (equation 7.18), it can be seen that the value of 4 % is conservative for frequencies beyond about 4 Hz. Applying the damping corrector beyond this limit, it reduces the design spectra significantly (Figure

7.15). One may see that, at 10 Hz , the response spectra ordinate corresponding to the actual damping value is about 50% less than the design spectra.

7.2.6 Conclusions

Estimation of modal frequencies and damping ratio from ambient vibration recordings in 26 RC buildings shows that their damping ratio is increasing with the structure fundamental frequency, to the contrary of the usual practice in seismic codes (i.e. no dependence). Similar results are obtained from strong motion recorded on buildings, though the average damping value is significantly higher. This dependence can be explained by soil-structure interaction with radiation damping due to the back-radiation of waves in the soil from the structure.

A simple soil-structure model with radiation damping allowed to derive the following conclusions :

- the damping of the soil+structure system is larger than the damping of the structure and increases with the building frequency ;
- the lower the soil S-wave velocity, the larger this frequency dependence is ;
- the larger the building basement, the this frequency dependence is ;
- the frequency of the soil+structure system is only slightly smaller than the frequency of the structure.

As our observation in Grenoble comes from ambient vibrations, the damping values are a lower bound for the actual damping under strong motion. By introducing our observed damping dependence upon frequency in the French code it is shown that seismic forces are probably overestimated for high frequency structures ($f_0 > 4 Hz$) at least for those that are founded on soft or intermediate soil. This study clearly shows that soil-structure interaction has a significant influence on code seismic forces applied to buildings. This influence should be accounted for in the design spectra shape. If not, small or stiff buildings are designed more conservatively than tall or soft buildings.

7.3 Bâtiments de Nice

Nous avons observé sur les bâtiments de Grenoble, une dépendance entre amortissement et fréquence qui peut être expliquée par un effet d'interaction sol-structure avec amortissement radiatif. Afin de vérifier la reproductibilité de cette observation, nous avons mené le même type d'étude avec des bâtiments de la ville de Nice. De plus, les modèles théoriques prenant en compte cet effet nous ont montré que la dépendance entre amortissement et fréquence est contrôlée par la rigidité du sol de fondation. La différence entre la ville de Grenoble et de Nice est que dans le cas de Grenoble, le sol peut être considéré identique pour tous les bâtiments étudiés, alors que dans le cas de Nice, les bâtiments sont fondés sur des sols de rigidité différente. Nous allons, ainsi, pouvoir vérifier si la dépendance entre amortissement et fréquence dépend bien de la rigidité du sol.

Dans le cadre de l'étude de scénario sismique de la ville de Nice (Projet GEMGEP [Méneroud et al., 2000]), il a été réalisé, en collaboration avec le CETE Méditerranée, des enregistrements de bruit de fond dans 54 bâtiments. Ces bâtiments ont été choisis parmi quatre typologies de construction différentes représentatives du bâti niçois, avec des bâtiments en maçonnerie et en béton armé. L'analyse de ces enregistrements par la méthode du décrément aléatoire a permis d'estimer les fréquences et amortissements des premiers modes de vibration dans les directions longitudinale et transversale.

A partir de ces résultats, nous avons dans un premier temps cherché à obtenir des "ordres de grandeurs" des fréquences des bâtiments de l'agglomération niçoise basés sur le nombre d'étages des bâtiments et comparé ces fréquences observées aux fréquences réglementaires des PS 92 [PS92, 1990]. Dans un second temps, nous avons cherché à observer les conséquences de l'interaction sol-structure sur les amortissements et les fréquences des bâtiments.

7.3.1 Description des bâtiments

Les 54 bâtiments ont été choisis pour être représentatifs de l'ensemble du bâti de l'agglomération niçoise. Le nombre d'étages et les dimensions horizontales (dans le cas où les bâtiments sont isolés) de ces bâtiments sont listés dans le Tableau 7.3. On peut distinguer deux grandes catégories de bâtiments suivant que les matériaux de construction utilisés sont de la maçonnerie de pierre ou du béton armé.

La première catégorie comprenant les bâtiments en maçonnerie de pierre, surtout présents dans le centre historique de la ville, est séparée, en deux typologies, suivant la classification GEMGEP [Méneroud et al., 2000] :

- Typologie T1 : 17 bâtiments en maçonnerie construits entre 1880 et 1940.
- Typologie T2 : 8 bâtiments en maçonnerie construits avant 1880.

Notons que ces bâtiments ne sont en général pas isolés, mais font partie d'ensembles de bâtiments accolés les uns aux autres (Figure 7.16). Le nombre d'étages de ces bâtiments est compris entre 4 et 8, ce qui est représentatif de cette typologie.

Immeuble	Type	Nombre d'étages (N)	Largeur (m)	Longueur (m)	Epaisseur de sédiment (m)	Quartier
Imm 01	T1	6	-	-	0	Cimiez
Imm 02	T1	6	-	-	0	Cimiez
Imm 03	T1	6	-	-	0	Cimiez
Imm 04	T1	7	-	-	0	Cimiez
Imm 05	T1	5	-	-	0	Cimiez
Imm 30	T1	6	-	-	42	Gare sud
Imm 31	T1	4,5	-	-	48	Gare sud
Imm 32	T1	5	-	-	41	Gare sud
Imm 33	T1	5	-	-	42	Gare sud
Imm 34	T1	6	-	-	41	Gare sud
Imm 35	T1	7,5	-	-	41	Gare sud
Imm 36	T1	6	-	-	63	Musiciens
Imm 37	T1	6	-	-	63	Musiciens
Imm 38	T1	5	13	36	57	Musiciens
Imm 39	T1	4,5	-	-	50	Musiciens
Imm 40	T1	7	-	-	47	Musiciens
Imm 41	T1	5,5	-	-	60	Musiciens
Imm 42	T2	5	12	26	23	Vieux Nice
Imm 43	T2	6	13	40	23	Vieux Nice
Imm 44	T2	6	8	18	30	Vieux Nice
Imm 45	T2	6	20	24	33	Vieux Nice
Imm 46	T2	5	4	10	33	Vieux Nice
Imm 47	T2	5	18	32	20	Vieux Nice
Imm 48	T2	6	11	20	35	Vieux Nice
Imm 49	T2	6	10	25	42	Vieux Nice
Imm 06	T3	8	10	83	11	Saint Roch
Imm 07	T3	11	10	50	2	Saint Roch
Imm 08	T3	13	18	34	27	Saint Roch
Imm 09	T3	11	18	18	14	Saint Roch
Imm 10	T3	10	10	45	5	Saint Roch
Imm 12	T3	4	10	27	5	Saint Roch
Imm 13	T3	10	10	81	2	Saint Roch
Imm 20	T3	5	9	93	10	Las Planas
Imm 21	T3	4	14	16	10	Las Planas
Imm 22	T3	13	9	29	5	Las Planas
Imm 23	T3	14	13	102	2	Las Planas
Imm 24	T3	16	19	19	2	Las Planas
Imm 25	T3	14,5	10	53	2	Las Planas
Imm 26	T3	9	20	20	0	Las Planas
Imm 27	T3	5	61	61	0	Las Planas
Imm 28	T3	6,5	10	70	2	Las Planas
Imm 29	T3	14	12	57	5	Las Planas
Imm 15	T4	15	15	93	10	Saint Roch
Imm 16	T4	7	7	40	10	Saint Roch
Imm 19	T4	19	54	84	100	CAD
Imm 50	T4	8	17	61	0	La lanterne
Imm 51	T4	9	15	76	0	La lanterne
Imm 52	T4	6	13	56	0	La lanterne
Imm 53	T4	6	16	76	0	La lanterne
Imm 54	T4	11	16	86	0	La lanterne
Imm 55	T4	12	22	46	0	La lanterne
Imm 56	T4	7	17	61	0	La lanterne
Imm 57	T4	13	22	23	0	La lanterne

TAB. 7.3 – Dimensions et localisation des bâtiments testés à Nice.

La deuxième catégorie, comprenant les bâtiments en béton armé, est aussi séparée en deux typologies, toujours suivant la classification GEMGEP [Méneroud et al., 2000] :

- Typologie T3 : 17 bâtiments en béton armé construits avant 1969 (date des premières règles parasismiques françaises - pas obligatoires pour tous les bâtiments).
- Typologie T4 : 11 bâtiments en béton armé construits après 1969.

Le nombre d'étages de ces bâtiments varie entre 4 et 19.

Ces bâtiments sont fondés soit sur le rocher, soit sur une couche alluvionnaire d'une épaisseur variant entre 0 et 100 m avec des v_s de l'ordre de 200 à 250 m/s suivant l'endroit où sont situés les bâtiments (SIG de la Ville de Nice (CETE Méditerranée)). Sous la couche alluvionnaire se trouvent des formations rocheuses rigides. Les épaisseurs de la couche alluvionnaire pour chaque bâtiment sont listées dans le Tableau 7.3 .



FIG. 7.16 – Exemple d’imbrication des bâtiments dans des ensembles. Les ensembles de bâtiments sont en gris et les bâtiments étudiés sont entourés de noir. Le fond de carte provient du SIG de la Ville de Nice (CETE Méditerranée).

7.3.2 Instrumentation des bâtiments

Enregistrements

Le CETE méditerranée a réalisé des enregistrements de bruit de fond dans ces bâtiments au dernier étage et au rez-de-chaussée. Les capteurs sont situés à chaque fois sur les paliers de la cage d’escalier. Pour chaque capteur, la voie "Nord/Sud" est orientée suivant la direction longitudinale des bâtiments.

Les capteurs utilisés sont des sismomètres Lennartz 5 secondes 3 composantes (Le3D-5s). L’acquisition est réalisée soit par deux stations Lennartz soit par deux stations Hathor. Les enregistrements du haut et du bas ne sont pas simultanés et ont des durées de 15 minutes chacun à une fréquence d’acquisition de 125, 150 ou 200 Hz suivant les stations utilisées.

Traitement

Pour chaque bâtiment ont été calculés, par la méthode du décrétement aléatoire sur les enregistrements du haut, les amortissements et fréquences des premiers modes dans les deux directions. Pour certains bâtiments, assez rares heureusement, où les fréquences sont trop rapprochées, la méthode du décrétement aléatoire ne permet pas une estimation pertinente des caractéristiques modales. Dans ce cas, les valeurs de fréquence et amortissement n’ont pas été retenues. Les fréquences des premiers modes longitudinaux et transversaux identifiées par la méthode du décrétement aléatoire sur les enregistrements du haut avec leur amortissements respectifs sont listées dans les tableaux suivants :

- Tableau 7.4 pour les bâtiments de la typologie T1 ;
- Tableau 7.5 pour les bâtiments de la typologie T2 ;
- Tableau 7.6 pour les bâtiments de la typologie T3 ;
- Tableau 7.7 pour les bâtiments de la typologie T4.

Immeuble	Nombre de niveaux	Longitudinale		Transversale	
		Fréquence Hz	Amortissement %	Fréquence Hz	Amortissement %
Imm 01	6	2,48	1,0	2,32	1,9
Imm 02	6	2,98	1,0	3,20	1,4
Imm 03	6	3,04	1,4	2,66	2,3
Imm 04	7	2,49	1,6	2,75	1,0
Imm 05	5	3,13	1,4	3,12	1,7
Imm 30	6	3,02	4,0	3,74	4,2
Imm 31	4,5	3,42	4,8	3,45	6,3
Imm 32	5	2,92	3,2	3,61	9,6
Imm 33	5	3,87	7,0	3,68	4,1
Imm 34	6	3,22	3,9	2,70	6,3
Imm 35	7,5	2,52	3,5	2,96	2,6
Imm 36	6	2,77	9,0	2,33	2,6
Imm 37	6	2,59	4,1	-	-
Imm 38	5	2,64	3,2	2,15	2,3
Imm 39	4,5	3,47	6,8	3,02	4,9
Imm 40	7	2,33	2,4	2,37	3,5
Imm 41	5,5	2,84	4,3	-	-

TAB. 7.4 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments du type T1. Les fréquences et les amortissements sont obtenus par l'application de la méthode du décrément aléatoire sur les enregistrements du haut.*

Immeuble	Nombre de niveaux	Longitudinale		Transversale	
		Fréquence Hz	Amortissement %	Fréquence Hz	Amortissement %
Imm 42	5	-	-	3,86	3,5
Imm 43	6	3,00	3,1	3,39	5,0
Imm 44	6	2,92	2,7	3,34	2,6
Imm 45	6	3,69	1,5	4,13	1,7
Imm 46	5	4,21	2,2	3,64	4,7
Imm 47	5	3,45	1,1	2,91	2,3
Imm 48	6	3,78	1,5	2,84	1,5
Imm 49	6	3,66	2,5	3,98	2,4

TAB. 7.5 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments du type T2. Les fréquences et les amortissements sont obtenus par l'application de la méthode du décrément aléatoire sur les enregistrements du haut.*

Immeuble	Nombre de niveaux	Longitudinale		Transversale	
		Fréquence Hz	Amortissement %	Fréquence Hz	Amortissement %
Imm 06	8	3,20	4,6	2,22	2,1
Imm 07	11	2,00	1,7	-	-
Imm 08	13	2,34	1,6	2,15	1,6
Imm 09	11	2,90	1,2	3,24	1,7
Imm 10	10	2,68	1,1	2,32	1,4
Imm 12	4	-	-	5,44	8,9
Imm 13	10	2,78	1,4	2,34	1,0
Imm 20	5	4,82	3,4	4,21	5,0
Imm 21	4	6,94	5,6	-	-
Imm 22	13	1,76	1,1	1,74	1,4
Imm 23	14	1,76	1,2	1,95	1,8
Imm 24	16	1,69	0,7	1,80	0,8
Imm 25	14,5	2,20	1,3	1,67	1,0
Imm 26	9	2,88	1,2	3,43	2,4
Imm 27	5	5,10	3,3	4,91	6,3
Imm 28	6,5	4,68	3,3	3,93	3,4
Imm 29	14	1,79	2,1	1,29	0,8

TAB. 7.6 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments du type T3. Les fréquences et les amortissements sont obtenus par l'application de la méthode du décréement aléatoire sur les enregistrements du haut.*

Immeuble	Nombre de niveaux	Longitudinale		Transversale	
		Fréquence Hz	Amortissement %	Fréquence Hz	Amortissement %
Imm 15	15	2,65	2,2	2,54	1,5
Imm 16	7	3,61	4,8	3,78	5,0
Imm 19	19	1,24	0,8	1,22	1,5
Imm 50	8	2,55	0,8	2,82	1,0
Imm 51	9	2,36	0,7	2,36	0,9
Imm 52	6	3,55	1,4	4,21	1,7
Imm 53	6	4,25	2,2	3,90	1,4
Imm 54	11	2,04	1,1	2,70	1,4
Imm 55	12	1,94	0,6	1,93	0,6
Imm 56	7	2,98	1,0	3,33	1,1
Imm 57	13	1,40	0,6	1,40	0,6

TAB. 7.7 – *Caractéristiques dynamiques obtenues par les enregistrements de bruit de fond des bâtiments du type T4. Les fréquences et les amortissements sont obtenus par l'application de la méthode du décréement aléatoire sur les enregistrements du haut.*

7.3.3 Résultats et analyse

Périodes des bâtiments et nombre d'étages

Il est intéressant d'avoir un ordre de grandeur de la période de vibration des bâtiments de façon rapide par une observation simple telle que le nombre d'étages. Donc, nous avons cherché à établir des relations linéaires entre le nombre d'étages des bâtiments et leur période de vibration. Ces relations sont du type : $T = N/a$, avec a un coefficient, T la période et N le nombre d'étages. Les bâtiments des catégories T3 et T4 ont une répartition du nombre d'étages suffisamment grande (entre 4 et 19, cf. Figure 7.17) pour obtenir des relations fiables entre N et T . Les équations des régressions calculées sont les suivantes (Figure 7.17) :

Pour les bâtiments de la typologie T3 :

$$T = \frac{N}{26} \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,17 \quad (7.44)$$

L'"écart type" σ calculé est un facteur multiplicateur défini comme :

$$\sigma = \exp \left[\sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \{ \ln(EST_i) - \ln(MES_i) \}^2} \right] \quad (7.45)$$

avec EST et MES respectivement les quantités estimées par la régression et les quantités mesurées.

Pour les bâtiments de la typologie T4 :

$$T = \frac{N}{24} \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,21 \quad (7.46)$$

Pour les bâtiments des typologies T3 et T4 confondus :

$$T = \frac{N}{25} \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,19 \quad (7.47)$$

D'une façon générale, il est intéressant de retenir que la période de ces bâtiments en béton armé peut être reliée au nombre d'étages par la relation : $T = N/25$ en commettant une erreur de moins de 20 %. Cette relation correspond à celle trouvée pour les bâtiments de Grenoble [Farsi, 1996]

Les bâtiments des catégories T1 et T2 ont une répartition de N très concentrée (entre 4 et 8, cf. Figure 7.17) qui ne permet pas de déterminer une relation pertinente entre T et N . Ces bâtiments sont situés dans le centre historique de Nice, et font, pour la plupart, partie d'ensembles de bâtiments plus ou moins complexes (Figure 7.16). Les caractéristiques dynamiques mesurées ne sont, donc, pas propres à un bâtiment, mais représentatives des caractéristiques de l'ensemble du bloc. De plus, comme ces ensembles de bâtiments ont pour la plupart un nombre d'étages compris entre 4 et 8, plutôt que de chercher à trouver une formule, il est plus juste de donner une fourchette de variation des périodes pour cette typologie de bâtiment. D'après les observations, les périodes des bâtiments des typologies T1 et T2 seraient comprises entre 0,2 et 0,5 secondes, soit des fréquences entre 2 et 5 Hz (Figure 7.18).

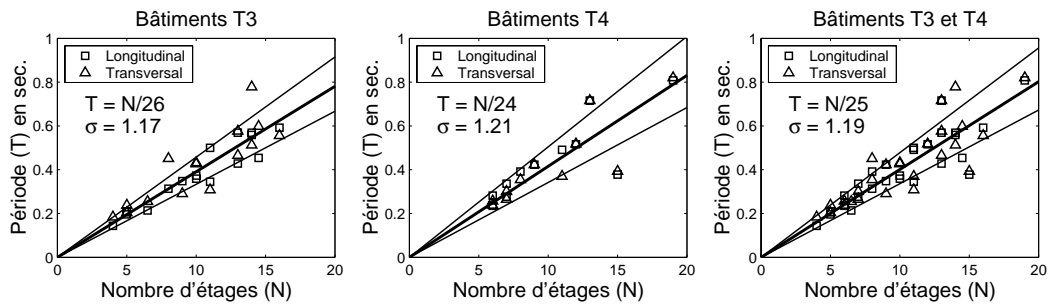


FIG. 7.17 – Période (T) du premier mode de vibration en fonction du nombre d'étages (N) pour les immeubles des typologies T3, T4 et les deux typologies confondues. Carrés : direction longitudinale, Triangles : direction transversale, la ligne épaisse représente la régression linéaire, et les lignes fines représentent l'écart-type.

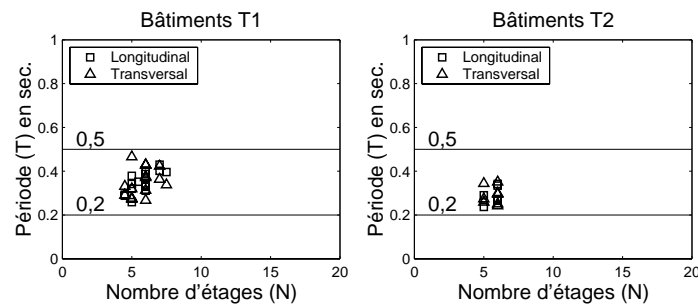


FIG. 7.18 – Période du premier mode de vibration en fonction du nombre d'étages pour les immeubles des typologies T1 et T2. Carrés : direction longitudinale, Triangles : direction transversale.

Comparaison des périodes estimées aux périodes dérivées des formules des PS92

Toujours dans le but d'évaluer simplement et rapidement les périodes des bâtiments, nous comparons les valeurs mesurées avec celles estimées par la formule des règles parasismiques françaises [PS92, 1990]. En effet, ces règles proposent une formule forfaitaire qui permet d'estimer la période d'un bâtiment à partir de ses dimensions horizontales et verticales. Pour les bâtiments de la typologie T3 et T4, cette formule est la suivante (structures en béton armé contreventées par voiles) :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad (7.48)$$

avec T la période de vibration du bâtiment, H la hauteur et L la longueur dans la direction de vibration considérée. Contrairement aux formules présentées au paragraphe précédent, cette formule introduit une dimension horizontale du bâtiment.

Nous avons cherché à savoir si cette formule rend compte des périodes des bâtiments testés. L'écart type (σ) entre les périodes mesurées et les périodes estimées par la formule des PS 92 est de 1,9 pour les bâtiments de la typologie T3 et de 2,1 pour les bâtiments de la typologie T4. Ceci indique les régressions en fonction du nombre d'étages proposées (équations 7.44 et 7.46) expliquent mieux les périodes des bâtiments mesurées. Les périodes calculées par cette formule ont été représentées en fonction de celles mesurées pour les bâtiments des typologies T3 et T4 (Figure 7.19). Cette comparaison montre que les périodes estimées dans les directions longitudinales et transversales ont des comportements différents. En effet, les périodes dans la direction transversale sont légèrement surestimées par la formule des PS92 dans le cas des bâtiments de la typologie T3, et sont à peu près cohérentes dans le cas des bâtiments de la typologie T4. Cependant, dans la direction longitudinale, on observe une sous-estimation systématique des périodes calculées, d'autant plus importante que la dimension longitudinale de la structure augmente.

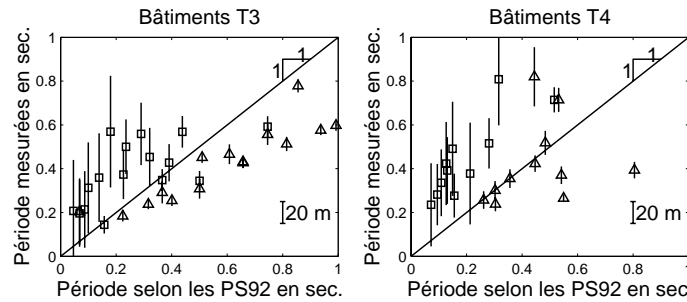


FIG. 7.19 – Périodes de vibration mesurées des bâtiments des typologies T3 et T4 en fonction des périodes déterminées par la formule des PS92 [1990]. Carrés : direction longitudinale, Triangles : direction transversale, les traits verticaux sont proportionnels à la longueur des bâtiments dans la direction considérée.

La formule des PS92 [1990] permet, donc, de rendre compte uniquement du comportement des structures niçoises de faibles dimensions horizontales. De fait, il apparaît que cette formule introduit une dimension horizontale du bâtiment dont la période de vibration ne dépend pas.

Farsi [1996] arrive à la même conclusion avec une étude similaire sur des bâtiments de la ville de Grenoble en obtenant une formule qui ne dépend que de la hauteur des bâtiments (i.e. le nombre d'étages) :

$$T = \frac{H^{1,1}}{100} \quad (7.49)$$

7.3.4 Amortissement et interaction sol-structure.

Les modèles théoriques mis en place dans la partie précédente permettent d'expliquer la dépendance entre amortissement et fréquence observée sur les données de Grenoble. Afin de vérifier la reproductibilité de cette observation, nous comparons les fréquences et amortissements des bâtiments de Nice. En remarquant, toutefois, que, à la différence de Grenoble, les bâtiments de Nice sont fondés sur des épaisseurs d'alluvions variables.

Amortissement des typologies T1 et T2

Les amortissements des bâtiments des typologies T1 et T2 montrent une répartition comprise entre 0,9 et 10 % (Tableaux 7.4 et 7.5 et Figure 7.20). La faible répartition du nombre d'étages de ces deux typologies ne permet pas de montrer une dépendance entre amortissement et fréquence. De plus, la large répartition des valeurs d'amortissement, traduisant la complexité des matériaux et de l'imbrication de structures, ne permet pas de présupposer une telle dépendance.

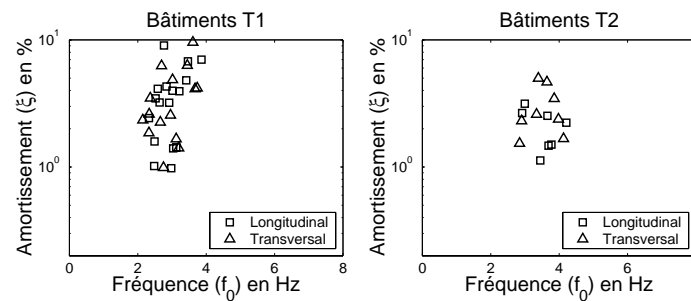


FIG. 7.20 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction des fréquences pour les bâtiments des typologies T1 et T2. Carrés : direction longitudinale, Triangles : direction transversale.

Amortissement des typologies T3 et T4

Les amortissements des bâtiments des typologies T3 et T4 montrent une répartition comprise entre 0,6 et 10 % (Tableaux 7.6 et 7.7 et Figure 7.21). La répartition des valeurs est large, mais la représentation des amortissements en fonction des fréquences montre à nouveau une dépendance marquée (Figure 7.21).

De la même façon que pour les bâtiments de Grenoble, nous cherchons une régression de l'amortissement en fonction de la fréquence f_0 .

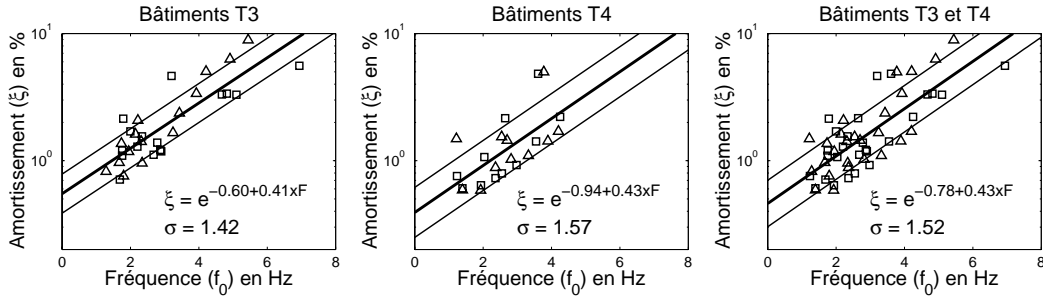


FIG. 7.21 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction des fréquences pour les bâtiments des typologies T3 et T4 et des deux typologies confondues. Carrés : direction longitudinale, Triangles : direction transversale.

Pour les bâtiments de la typologie T3 la régression est :

$$\xi = \exp[-0.60 + 0.41f_0] \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,42 \quad (7.50)$$

Pour les bâtiments de la typologie T4 la régression est :

$$\xi = \exp[-0.94 + 0.43f_0] \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,57 \quad (7.51)$$

Comme les bâtiments des typologies T3 et T4 observent cette même dépendance avec des paramètres semblables (équations 7.50 et 7.51), nous avons calculé une régression pour ces deux typologies confondues qui correspond donc aux bâtiments en béton armé :

$$\xi = \exp[-0.78 + 0.43f_0] \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,52 \quad (7.52)$$

Il a été observé que les périodes ou fréquences de ces deux typologies dépendent du nombre d'étages (cf. équation 7.47), et comme observé, l'amortissement dépend des fréquences, il est alors envisageable de relier les amortissements au nombre d'étages par la régression suivante (Figure 7.22).

$$\xi = \exp\left[-0.67 + \frac{9.73}{N}\right] \text{ avec un écart type } (\sigma) \text{ de } 1,60 \quad (7.53)$$

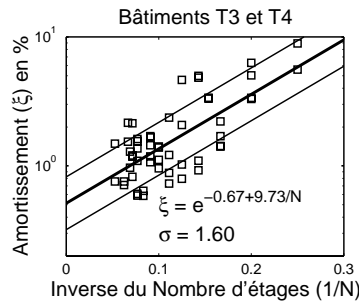


FIG. 7.22 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction de l'inverse du nombre d'étages pour les bâtiments des typologies T3 et T4 confondues.

La dépendance observée ici ne prend pas en compte les différentes épaisseurs d'alluvions sur lesquelles sont fondés les bâtiments. Cependant, cette dépendance est similaire à celle observée pour les bâtiments de Grenoble et pourrait donc indiquer la présence d'un phénomène d'interaction sol-structure avec amortissement radiatif. Sachant que ce phénomène est d'autant plus important que le sol est souple (v_s faible), cette dépendance devrait disparaître, ou devrait être de moindre importance pour des sols rigides (v_s élevé).

Dans une première approche, nous cherchons à appréhender si il existe un comportement différent de l'amortissement suivant que les bâtiments sont fondés sur des sols souples ou des sols rigides. En séparant, les bâtiments de Nice en deux groupes : (1) ceux fondés sur une faible épaisseur d'alluvions, et (2) ceux fondé sur une grande épaisseur d'alluvions, on peut les considérer comme fondés sur des sols rigides ou sur des sol souples. Ne sachant pas comment fixer l'épaisseur d'alluvions qui permet de dissocier les sol souples des sols rigides, nous avons testé différentes limites variant entre 1 et 20 m.

Les Figures 7.23 à 7.26 représentent l'amortissement en fonction des fréquences des bâtiments des typologies T3 et T4 séparés suivant l'épaisseur de la couche alluvionnaire sur laquelle ils sont fondés. On peut noter que seulement deux bâtiments de l'étude sont fondés sur une épaisseur d'alluvions supérieure à 20 m. De plus, lorsque cette épaisseur est inférieure à 1 m, les bâtiments peuvent être considérés comme fondés au rocher, car les fondations de ce type des bâtiments sont généralement de cette profondeur.

Pour chacun des tests (Figures 7.23 à 7.26), on peut observer une dépendance marquée entre amortissement et fréquence, quel que soit le sol de fondation. Pour chacun des tests les coefficients des régressions entre amortissements et fréquences sont similaires (Figures 7.23 à 7.26). Donc, finalement, la question sur l'épaisseur d'alluvions nécessaire pour considérer les sol comme souple ou rigide n'a plus de sens car même pour les bâtiments considérés comme fondés au rocher, on observe une dépendance entre amortissement et fréquence (Figure 7.23).

Ces résultats remettent donc en question l'interprétation de la corrélation amortissement-fréquence en termes d'interaction sol-structure.

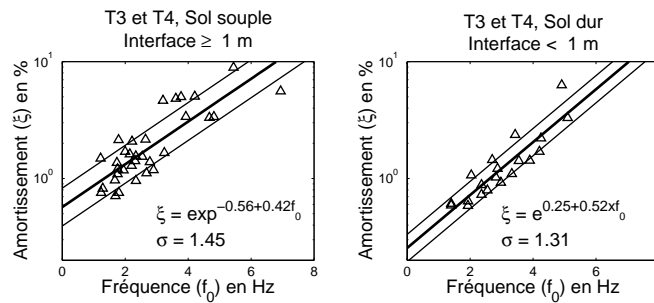


FIG. 7.23 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction des fréquences pour les bâtiments des typologies T3 et T4 confondues. A gauche, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à moins de 1 m de profondeur. A droite, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à plus de 1 m de profondeur.

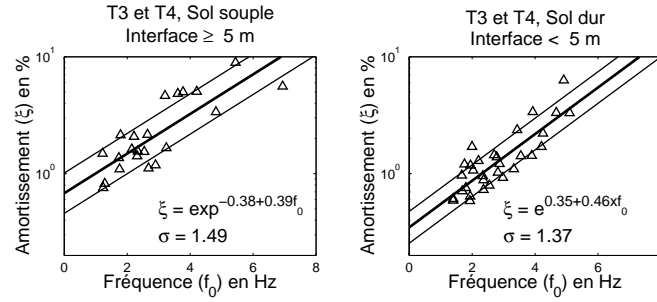


FIG. 7.24 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction des fréquences pour les bâtiments des typologies T3 et T4 confondues. A gauche, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à moins de 5 m de profondeur. A droite, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à plus de 5 m de profondeur.

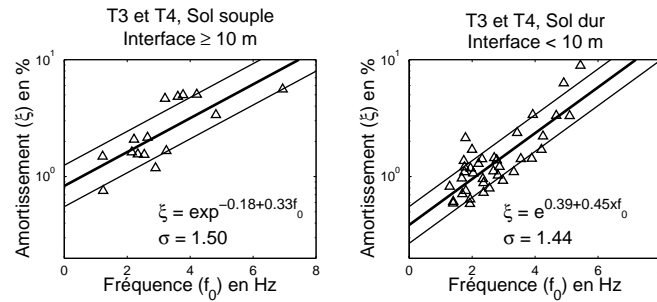


FIG. 7.25 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction des fréquences pour les bâtiments des typologies T3 et T4 confondues. A gauche, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à moins de 10 m de profondeur. A droite, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à plus de 10 m de profondeur.

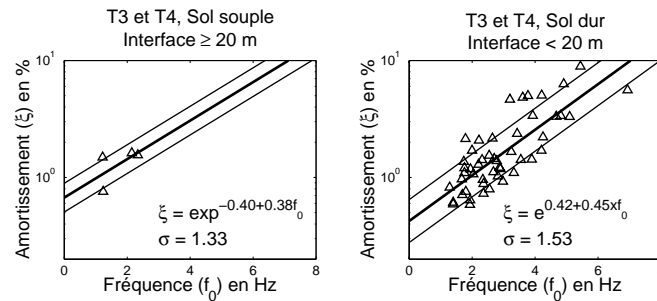


FIG. 7.26 – Amortissement relatif du premier mode de vibration en fonction des fréquences pour les bâtiments des typologies T3 et T4 confondues. A gauche, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à moins de 20 m de profondeur. A droite, pour les bâtiments dont l'interface alluvions/rocher est à plus de 20 m de profondeur.

7.3.5 Conclusions

L'analyse par la méthode du décrétement aléatoire d'enregistrements de bruit de fond réalisés dans 54 bâtiments représentatifs des deux principales typologies (25 bâtiments en maçonnerie de pierre et 28 bâtiments en béton armé) de la ville de Nice a permis d'obtenir les fréquences et amortissements des premiers modes de vibration de ces bâtiments.

A partir de ces résultats, il a été observé que les bâtiments en maçonnerie de pierre montrent des fréquences comprises entre 2 et 5 Hz du fait que (1) ils ont tous un nombre d'étage similaire (4 à 8) et que (2) ils sont tous imbriqués dans des ensembles de bâtiments complexes. De même leurs amortissements sont compris entre 0,9 et 10 %. La large plage de variation de leurs amortissements ne permet pas de proposer une valeur même moyenne.

Les bâtiments en béton armé montrent des périodes qui sont bien corrélées avec leur nombre d'étages par la formule : $T = N/25$ avec une erreur inférieure à 20 %. L'amortissement de ces bâtiments montre une certaine dépendance avec leur fréquence et donc avec leur nombre d'étages par la relation suivante : $\xi = e^{-0,67 + \frac{9,73}{N}}$ avec une erreur inférieure à 60 %. Cette erreur reste acceptable au vu des incertitudes sur l'estimation des amortissements. En comparant les périodes mesurées des bâtiments en béton armé aux périodes dérivées des formules forfaitaire des règles parasismiques françaises [PS92, 1990] nous montrons une sousestimation des périodes calculées, d'autant plus grande que la dimension longitudinale de la structure augmente.

La dépendance observée entre les amortissements et les fréquences des bâtiments en béton armé semble indiquer un phénomène d'interaction sol-structure avec amortissement radiatif en première approche. Mais cette dépendance est observée quelles que soient les conditions de sol de fondation. Alors que le modèle théorique reflétant ce phénomène indique une non dépendance pour les sols rigides, ces observations amènent à se poser des questions quant au phénomène modélisé et au modèle utilisé.

7.4 Discussion

L'étude des amortissements et des fréquences obtenus à partir d'enregistrements de bruit de fond par la méthode du décrément aléatoire sur des bâtiments en béton armé (26 à Grenoble et 29 à Nice) montre une tendance marquée des amortissements à croître avec les fréquences. Cette tendance est aussi observée avec des sollicitations sismiques sur des bâtiments californiens du CSMIP d'après l'étude de Farsi [1996], ainsi que sur des bâtiments japonais par Satake et al. [2003]. Il semble donc, que cette dépendance ne soit pas un biais dû aux enregistrements de bruit de fond.

Etant donné que l'amortissement des bâtiments représente une quantité d'énergie dissipée d'une façon ou d'une autre lors de leur vibration, ce paramètre intervient directement dans la quantité d'énergie que conservent les bâtiments, et donc dans les efforts leur étant appliqués. Les règlements parasismiques traduisent cet effet en diminuant les efforts appliqués aux structures avec l'augmentation de l'amortissement des structures. Dans le cadre parasismique, l'amortissement est considéré par les codes comme constant et donc, de fait, indépendant de la fréquence. Les observations, montrant que l'amortissement est dépendant de la fréquence, impliquent donc que les efforts appliqués aux structures sont diminués d'autant plus que la fréquence des bâtiments est élevée.

En remarquant que le phénomène d'interaction sol-structure conduit à une déperdition de l'énergie du bâtiment dans le sol par radiation d'onde, déperdition augmentant avec la fréquence, nous avons utilisé des modèles simples de bâtiment couplé avec le sol à partir du modèle de cône. Ce modèle utilisé avec des paramètres représentant les caractéristiques du sol et des bâtiments grenoblois permet de rendre compte de la relation entre l'amortissement et la fréquence observée à Grenoble. De plus, ces modèles montrent que cette relation est d'autant plus marquée que le sol est souple, c'est à dire que la vitesse des ondes S est faible.

Comme les bâtiments de Nice sont fondés sur des sols de rigidité différente, il a été possible de les séparer en deux groupes suivant qu'ils sont fondés sur des sols souples ou rigides. On observe cependant, quel que soit le sol de fondation, la même dépendance entre amortissement et fréquence. Il semble donc, que contrairement à ce que prédisent les modèles d'interaction sol structure avec amortissement radiatif basé sur le modèle de cône, même pour des sols rigides, il existe une relation entre l'amortissement et la fréquence, ce qui laisse supposer l'existence d'un autre type de perte d'énergie dépendant significativement de la fréquence.

On peut émettre l'interprétation suivante : en considérant le mouvement du bâtiment non pas en terme de modes de déformation mais en terme de propagation d'ondes, on peut remarquer que plus la fréquence augmente, plus la longueur d'onde diminue. Si la longueur d'onde diminue, les ondes vont être plus sensibles aux hétérogénéités de petites tailles comme les contrastes de masse ou de rigidité entre les contreventements et les planchers. Ceci signifie que plus les ondes vont être haute fréquence, plus elles vont se diffracter sur les petites hétérogénéités. Dans ce cas, l'énergie transportée par les ondes se retrouvera diffusée dans l'ensemble de la structure. Alors l'énergie que l'on peut mesurer au sommet du bâtiment ne correspond plus à l'énergie d'un front d'onde entier faisant des aller-retours entre le haut et le bas du bâtiment, mais à l'énergie d'ondes qui ont été diffusées dans l'ensemble du bâtiment. L'amortissement mesuré au sommet du bâtiment serait alors la somme de plusieurs types de

dépertitions d'énergie : (1) par amortissement structural intrinsèque, (2) par radiation d'ondes et (3) par diffraction interne. Ce phénomène serait analogue à ce qui se passe dans la croûte terrestre où les hétérogénéités sont responsables d'une forte diffusion visible dans la "coda" des signaux sismiques.

En général, les sismologues utilisent la théorie de la propagation d'ondes pour calculer les mouvements du sol générés par les séismes, alors que les mouvements des structures de génie civil sont préférentiellement analysés suivant la théorie vibratoire avec décomposition modale adaptée aux structures discrètes. En fait, ces deux approches sont deux alternatives différentes au même problème, mais elles permettent de le simplifier dans un cas ou dans l'autre. Cependant, l'approche vibratoire nécessite de faire des hypothèses comme l'amortissement proportionnel (amortissement de Rayleigh [Clough and Penzien, 1993]) pour résoudre aisément le problème [Semblat et al., 2001] ou comme la localisation des masses et des rigidités. Par contre, l'approche par propagation d'onde [Safak, 1999] permet de prendre en compte aisément des contrastes de masses et de rigidités.

En modélisant un bâtiment suivant l'approche propagative, il serait plus aisé de contraindre les contrastes de masses et de rigidités afin de vérifier cette interprétation de l'amortissement. Quoi qu'il en soit, ces résultats montrent la nécessité d'aller plus loin dans la compréhension de la nature réelle de l'amortissement observé dans les bâtiments.

Ces résultats reproductibles sur plusieurs sites, avec plusieurs sollicitations et par plusieurs auteurs montrent que l'amortissement, même si ses origines restent incertaines et diverses, augmente avec la fréquence et donc, de fait, les structures hautes fréquences (petites et/ou rigides) sont dimensionnées avec une marge de sécurité supérieure à celle des structures basses fréquences (hautes et/ou souples).

Chapitre 8

Conclusion

Le nombre d'expériences par enregistrements de bruit de fond réalisées au cours de cette étude confirme la facilité, la rapidité et le faible coût d'utilisation de cette méthode et apporte des informations sur ses applications. Le bilan de cette recherche s'organise autour de trois points :

- les résultats que nous pouvons considérer maintenant comme acquis pour cette méthode ;
- les possibilités d'applications maintenant envisageables ;
- les questions soulevées qui demandent à être éclaircies.

Les acquis

Comme l'ont montré les études antérieures et les comparaisons avec des sollicitations de même énergie, le bruit de fond permet d'obtenir les paramètres dynamiques élastiques des bâtiments et de mettre en évidence des modifications structurales.

La diminution permanente de fréquence d'un bâtiment entre deux états autorise à un jugement qualitatif de l'endommagement global du bâtiment. Dans le cas de Boumerdes, une diminution permanente d'environ 40 % semble indiquer une limite au delà de laquelle les bâtiments sont à détruire.

Les déformées modales sont accessibles par des mesures de bruit de fond. La comparaison de déformées modales entre deux états d'un bâtiment permet de mettre en évidence une perte de rigidité et il semble possible de la localiser.

Les fréquences des bâtiments sont différentes lorsqu'elles sont mesurées sous faibles sollicitations ou sous fortes sollicitations, ce qui sous entend des phénomènes de non linéarité qui peuvent être réversibles. Cependant, leurs conséquences restent faibles : la chute de fréquence entre une mesure sous bruit de fond et une mesure sous séisme générant des accélérations de l'ordre des séismes "réglementaires" (0,2 à 0,5 g) n'excède pas 30 % pour les bâtiments en acier et 40 % pour les bâtiments en béton armé. Ce qui signifie qu'une fréquence estimée sous bruit de fond peut être extrapolée à une fréquence de calcul sous séisme par une correction et que, en tout cas, les ordres de grandeurs des fréquences restent les mêmes. Une borne supérieure de cette diminution peut être approchée par la chute de fréquence de 40 % observée à Boumerdes au delà de laquelle les bâtiments sont gravement endommagés. Il faut cependant

faire la différence entre une diminution réversible et une diminution irréversible permanente.

L'amortissement observé sur différents lots de bâtiments montre de façon systématique une augmentation avec la fréquence. Cette dépendance est expliquée par de l'amortissement radiatif lorsque les bâtiments sont fondés sur des sols souples, mais ne l'est pas pour des sites rocheux, alors qu'elle y est aussi observée.

Les applications

La connaissance des fréquences et des déformées modales des bâtiments est donc un outil d'aide au diagnostic sismique. En effet, lors d'un diagnostic, les efforts sismiques appliqués aux bâtiments sont évalués à l'aide de modèles numériques. Comme ces modèles sont une représentation du comportement des bâtiments, afin de diminuer leur incertitude il est judicieux de les comparer à des mesures in situ de fréquences et de déformées modales. De par leur facilité, leur rapidité et leur faible coût, les mesures de comportement dynamique par enregistrements de bruit de fond entrent dans ce cadre. Ces mesures permettent alors de choisir un bon modèle de comportement et de le caler. Par exemple : un écart de quelques dizaines de pourcent entre les fréquences permet de valider un modèle ; et un écart supérieur à un facteur deux indique un problème de modélisation.

Dans le cadre du dimensionnement parasismique, les fréquences mesurées sous bruit de fond permettent, à l'aide du spectre de dimensionnement, de connaître directement les accélérations réglementaires de calcul.

Dans le cadre d'étude de vulnérabilité d'un nombre important de bâtiments, l'analyse détaillée de chaque bâtiment n'est pas possible, par contre, il est possible d'envisager une mesure de fréquence par bruit de fond que l'on compare à une fréquence de référence théorique (statistique ou réglementaire). L'écart à la référence permet alors de juger du manque de rigidité, ce qui doit conduire à une analyse plus détaillée.

Les observations des modifications de rigidité par changement de fréquence entre deux états permettent la vérification de l'efficacité de travaux de renforcements ou la quantification d'endommagement après un événement sismique (ou autre comme un feu, une tempête, une surcharge ...). Dans ce cadre, la mesure d'une fréquence avant un événement permettrait de faire un "point zéro" qui servirait de référence. Ce "point zéro" pourrait être réalisé pour tous les bâtiments demandant à être réutilisés rapidement après un séisme (bâtiments de classe D), ce qui permettrait de quantifier rapidement l'état de service de ces bâtiments après séisme. Les informations relatives au "point zéro" pourraient être consignées dans un carnet d'entretien et mises à jour suite à tous travaux touchant à la rigidité ou la masse, comme après un séisme significatif.

Les observations montrant que l'amortissement augmente avec la fréquence impliquent que les structures rigides et/ou basses sont dimensionnées de façon sécuritaire face au séisme. Il pourrait être envisagé d'introduire cette conséquence dans le dimensionnement parasismique.

Les questions

Comme les estimations de l'amortissement sous séismes par la méthode utilisée dans ce mémoire semblent très variables, il n'est pas possible de comparer finement les amortissements sous bruit de fond et sous séismes pour connaître leur corrélation. Ceci demande à trouver une méthode d'estimation plus fiable de l'amortissement sous séisme et laisse en suspens la question de la non linéarité de l'amortissement.

L'amortissement représente une perte d'énergie qui peut être due à plusieurs phénomènes, nous avons montré qu'en plus des amortissements structuraux, l'amortissement radiatif tient une grande part, mais ces amortissements n'expliquent pas toutes les observations. Nous proposons une origine de l'amortissement liée à la diffusion de l'énergie des ondes dans tous le bâtiment, au lieu de concentrer l'énergie au front d'onde, ce qui pourrait être mis en évidence par une approche "propagative" du comportement dynamique des bâtiments.

La corrélation entre chute de fréquence et endommagement observé sur les bâtiments algériens demande à être étudiée de façon systématique pour être bien contrainte. Ceci pourrait se faire en réalisant un "point zéro" d'un ensemble de bâtiments situé dans une zone à forte sismicité.

L'étude de la chute de fréquence ou de la modification de la déformée modale suite à un endommagement doit être approfondie sur des éléments particuliers et sur des structures complètes car ceci permet une quantification et une localisation du dommage. Le passage des éléments particuliers aux structures complètes demande à être réalisé avec précaution car les éléments particuliers ont un comportement isostatique alors que les structures complètes sont hyperstatiques avec des redondances.

Quoiqu'il en soit, les enregistrements de bruit de fond permettent d'obtenir aisément des informations fiables et cohérentes sur le comportement dynamique des bâtiments. Il semble donc intéressant d'intégrer ces mesures comme un outil d'aide lors des diagnostics de vulnérabilité des bâtiments.

Bibliographie

- AFPS. Rapport de mission - le séisme d'épagny (haute-savoie, france). Technical report, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), Paris, France, 1996. URL <http://www.afps-seisme.org>.
- AFPS. Rapport de mission - le séisme du 21 mai 2003 en algérie - chef de mission : P. mouroux. Technical report, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), Paris, France, 2004. URL <http://www.afps-seisme.org>.
- P. Andersen, R. Brincker, B. Peeters, G. De Roeck, L. Hermans, and C. Kramer. Comparison of system identification methods using ambient bridge test data. In *Proceeding of the 17th international modal analysis conference (IMAC)*, pages 1035–1041, Kissimmee, Florida, USA, February 2000.
- B. Asanchev. Dynamique de la console en cisaillement. In *Cahier technique de l'Association Française de Génie Parasismique.*, number 7, pages 13–25, Paris, France, 1993.
- J.C. Asmussen and R. Brincker. Statistical theory of the vector random decrement technique. *Journal of Sounds and Vibration*, 226(2) :329–344, 1999.
- K. Atakan, P-Y. Bard, B. Moreno, P. Roquette, and A. Tento. Multi-platform h/v processing software j-sesame. *Delivrables SESAME*, D09.03, June 2003. URL <http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr>.
- BAEL. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Norme-française, AFNOR, Paris, 1991.
- J.S. Bendat and A.G. Piersol. *Engineering applications of correlation and spectral analysis*. Wiley, New York, USA, 1993.
- S. Bonnefoy-Claudet. *Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site*. PhD thesis, Université de Grenoble, France, 2004.
- A. Bounif, C. Dorbath, A. Ayadi, M. Meghraoui, H. Beldjoudi, N. Laouami, M. Frogneux, A. Slimani, P.J. Alasset, A. Kharroubi, F. Ousadou, M. Chikh, A. Harbi, S. Larbes, and S. Maouche. The 21 may 2003 zemmouri (algeria) earthquake mw 6.8 : Relocation and aftershock sequence analysis. *Geophysical Research Letters*, 31, October 2004.
- C. Boutin, S. Hans, I. Erdin, and M. Lorient. Approche de la vulnérabilité sismique par l'étude du comportement de bâtiments réels. Technical report, Rapport de recherche ENTPE, 1999.

- C. Boutin, E. Ibraim, S. Hans, and P. Roussillon. Etude experimentale sur bâtiments reels. Technical report, Association Francaise de Genie Parasismique et le Ministere de l'aménagement du Territoire et de l'Environnement, Paris, France, December 2001.
- M. Brun. *Etude des effets endommageants des séismes sur les voiles en béton armé a l'aide d'un modèle simplifié couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage*. PhD thesis, Institut national des sciences appliquées de Lyon, Lyon, France, 2002.
- T.K. Caughey and H.J. Stumpf. Transient response of a dynamic system under random excitation. *Journal of Applied Mechanics*, pages 563–566, 1961.
- M. Celebi. Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-amplitude motions. *The structural design of tall buildings*, 2 :1–15, 1993a.
- M. Celebi. Seismic response of two adjacent buildings. i : Data and analysis. *Journal of Structural Engineering*, 119(8), August 1993b.
- M. Celebi. The loma prieta, california, erthquake of october 17, 1989 - buildings structures. Technical Report 1552-C, U.S. Geological Survey, Washington, USA, 1998.
- M. Celebi. Seismic instrumentation of buildings. Open-File Report 00-157, U.S. Geological Survey, Pasadena, California, USA, April 2004. URL <http://geopubs.wr.usgs.gov/open-file/of00-157/>.
- M. Celebi and E. Safak. Seismic response of transamerica building. i : Data and preliminary analysis. *Journal of Structural Engineering*, 117(8), August 1991.
- J. L. Chatelain, P. Guéguen, B. Guillier, J. Fréchet, F. Bondoux, J. Serrault, P. Sulpice, and J.M. Neuville. Cityshark : A user-friendly instrument dedicaced to ambient noise (micro-tremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 71 (6), 2000.
- H.L. Chen, C.C. Spyrakos, and G. Vankatesh. Evaluating structural deterioration by dynamic response. *Journal of Eartquake Engineering*, 121(8), August 1995.
- F. Clinton. *Modern digital seismology - Instrumentation, and small amplitude studies in the engineering world*. PhD thesis, California Institute of Technology, Pasadene, California, USA, 2004. URL <http://www.ecf.caltech.edu/~jclinton>.
- R.W. Clough and J. Penzien. *Dynamics of structures*. Civil Engineerings. McGraw-Hill, 1993.
- C. Cornou. *Traitement d'antenne et imagerie sismique dans l'agglomération grenobloise (Alpes françaises) : implication pour les effets de site*. PhD thesis, Université de Grenoble, France, 2002.
- C. Cornou and P-Y. Bard. Site-to-bedrock over 1d transfer function ratio : An indicator of the proportion of edge-generated surface waves ? *Geophys. Res. Lett.*, 30(9), 2003.
- F. Cotton and D. Hatzfeld. Réseau accélérométrique permanant. *Cahier technique AFPS*, 23 : 57–69, 2002. URL <http://www.afps-seisme.org>.

- R. Crawford and H.S. Ward. Determination of the natural periods of building. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 54(6) :1743–1756, 1964.
- C. Crémona. *Evaluation dynamique des ponts*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2004. ISBN 2-7208-0380-4.
- A. Delolme, P.Kopff, and H. Andriambololona. Identification expérimentale des paramètres modaux du barrage de laparan et application d'une méthode de sensibilité pour le recalage d'un modèle éléments finis. Technical report, Rapport EDF HP-51/89.132, D1-D7, 1990.
- M. Dietrich, C. Cornou, C. Bordes, P.-Y. Bard, and F. Lemeille. Geophysical exploration for site-effects assesment : Borehole measurements and vibroseis profiling in the isère vally near grenoble, france. In *Proceeding of European Geophysical Society*, Nice, France, 2001.
- E. DiPasquale and A.S. Cakmak. Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. *Soil Dynamics and Eartquake Engineering*, 9(4), August 1990.
- F. Dunand, P.-Y. Bard, J. E. Rodgers, and M. Celebi. Dynamic characteristics of buildings derived from instrumental measurements - results of a comparison between ambient vibrations tests and strong motion records. Technical report, LGIT, Grenoble, France, 2004a.
- F. Dunand, P.Y. Bard, J.L. Chatelain, Ph. Guéguen, T. Vassail, and M.N. Farsi. Damping and frequency from randomdec method applied to in situ measurements of ambient vibrations. evidence for effective soil structure interaction. In *Proceeding of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, 2002.
- F. Dunand, P.Y. Bard, A.M. Duval, P. Guéguen, and S. Vidal. Périodes et amortissement des bâtiments niçois à partir d'enregistrements de bruit de fond. *6ème Colloque National AFPS*, 2003a.
- F. Dunand, P.Y. Bard, P. Guéguen, J.L. Chatelain, B. Pilot, and T. Vassail. Auscultation dynamique d'un bâtiment : Comparaisons séismes / bruit de fond et avant / après travaux. *6ème Colloque National AFPS*, 2003b.
- F. Dunand, Y. meziane, Ph. Guéguen, J.L. Chatelain, B. Guillier, R. Ben Salem, M. Hadid, M. Hellel, A. Kiboua, N. Laouami, D. Machane, N. Mezouer, A. Nour, E.H. Oubaiche, and A. Remas. utilistaion du bruit de fond pour l'analyse des dommages des bâtiments de boumerdes suite au séisme du 21 mai 2003. *Mémoire du Service Géologique d'Algérie*, (12) : 177–191, 2004b.
- F. Dunand, J. E. Rodgers, A. V. Acosta, M. Salsman, P.-Y. Bard, and M. Celebi. Ambient vibration and earthquake strong motion data sets for selected usgs extensively instrumented buildings. Open-File Report 2004-1375, U.S. Geological Survey, Pasadena, California, USA, 2004c. URL <http://pubs.usgs.gov/of/2004/1375/>.
- M.N. Farsi. *Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires*. PhD thesis, Université de Grenoble, France, 1996.
- M.N. Farsi and P.-Y. Bard. Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de grenoble. *Revue française de génie civil*, 8(2-3) : 149–179, 2004.

- M.N. Farsi and P.Y. Bard. Estimation of buildings periods and vulnerability in urban area of grenoble (france). In *Proceeding of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, 1998.
- G. Gazetas. *Foundation Engineering handbook 2nd edition*. Van Nostrand Reinhold, New York, USA, 1991. ISBN 0-442-22487-7.
- P. Guéguen. *Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'interaction Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville*. PhD thesis, Université de Grenoble, France, 2000.
- P. Guéguen, P-Y. Bard, and C.S. Oliveira. Near to distance motions from an isolated re-building model : experimental and numerical approaches. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90(6) : 1464–1479, 2000.
- B. Guillier, D. Machane, E.H. Oubaiche, J.L. Chatelain, Y. Ait Meziane, R. Ben Salem, F. Du-nand, Ph. Guéguen, M. Hadid, M. Hellel, A. Kiboua, N. Laouami, N. Mezouer, A. Nour, and A. Remas. Résultats préliminaires sur les fréquences fondamentales et les amplifications de sols, obtenus par l'étude du bruit de fond, sur la ville de boumerdes - algérie. *Mémoire du Service Géologique d'Algérie*, (12), 2004.
- A.H. Hadjian. Seismic soil-structure interaction : a full circle. In *Memoria del X Congreso National de Ingenieria Sismicita*, Puerto Vallarta, Mexico, 1993.
- S. Hans. *Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation. Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique*. PhD thesis, ENTPE, Lyon, France, 2002.
- G.W. Housner. Interaction of buildings and ground during an earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 47(3) :179–186, 1957.
- C.S. Huang and C.H. Yeh. Some properties of randomdec signatures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 13(3) :491–507, 1999.
- C.I. Huerta, J.M. Roesset, and K.H. Stokoe. Evaluation of the random decrement method for in-situ soil properties estimation. *The effects of surface geology on seismic motion*, pages 749–756, 1998.
- S.R. Ibrahim, J.C. Asmussen, and R. Brincker. Vector triggering random decrement for high identification accuracy. *Journal of Vibration and Acoustics*, 120 :970–975, 1998.
- Y. Irie and K. Nakamura. Dynamic characteristics of a r/c building of five stories based on microtremor measurments and earthquake observations. In *Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- S.S. Ivanovic, M.D. Trifunac, and M.I. Todorovska. Ambient vibration tests of structures - a review. *Bull. Indian Soc. Earthquake Tech.*, 2000.
- A.P. Jeary. Damping in tall buildings - a mechanism and a predictor. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14 :733–750, 1986.
- C.G. Koh, L.M. See, and T. Balendra. Damage detection of building : numerical and experimental studies. *Journal of Eartquake Engineering*, 121(8), August 1995.

- K. Konno and T. Ohmachi. Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 88(1) : 228–241, 1998.
- S. Lagomarsino. Forecast models for damping and vibration periods of buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59 :131–157, 1993.
- B. Lebrun, D. Hatzfeld, and P-Y. Bard. A site effect study in urban area : Experimental results in grenoble (france). *Pure Appl. Geophys.*, (158) :2543–2557, 2001.
- Q.S. Li, K. Yang, N. Zhang, C.K. Wong, and A.P. Jeary. Field measurments of amplitude-dependant damping in a 79-storey tall building and its effects on the structural dynamic responses. *The Structural Design of Tall Buildings*, 11 :129–153, 2003.
- M.P. Luong, A. Martin, H. Liu, and R. De Parnay. Signature vibratoire des pylones électriques. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, 501, february 1992. France.
- D. Mar, L. Panian, R.A. Dameron, B.E. Hansen, S. Vahdani, D. Mitchell, and J. Peterson. Performance-based seismic upgrade of a 14-story suspended slab building using state-of-the-art analysis and construction techniques. In *Proceeding of Structural Engineers Association of California 2000 Convention*, Vancouver, British Columbia, Canada, 2000.
- R. Meli and E. Faccioli. Seismic instrumentation of a tall building in mexico city. In *Proceeding of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.
- E. Miranda and V.V. Bertero. Evaluation of seismic performance of a ten-story rc building during the whittier narrows earthquake. Technical Report UCB/EERC-91/10, Earthquake Engineering Reasearch Center, University of California at Berkeley, Berkeley, California, USA, October 1991.
- J.P. Méneroud, A-M. Duval, C. Michel, C. Thibault, and S. Vidal. Risque sismique sur nice : étude de scénarios de gestion de crise sismique, définition de l'aléa, de la vulnérabilité et des enjeux. Technical report, CETE, Nice, France, 2000.
- P-A. Nazé. *Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques*. PhD thesis, Institut national des sciences appliquées de Lyon, Lyon, France, 2004.
- J. Paquet. *Génie Parasismique*, chapter Etude expérimentale du comportement dynamique des structures en vraie grandeur, pages 650–664. Presse des Pont et Chaussées, v. davidovici edition, 1985.
- B. Peeters. *System identification and damage detection in civil engineering*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, Belgique, 2000. URL http://www.kuleuven.ac.be/bwm/pub_phd.htm.
- B. Peeters, J. Maeck, and G. De Roeck. Excitation sources and dynamic system identification in civil engineering. In *Proceeding of COST F3 conference on system identification & structural health monitoring*, pages 341–360, Madrid, Spain, June 2000.
- PS92. *Règles de construction parasismique, Règles applicables aux bâtiments*. NFP 06013 Norme-française, AFNOR, Paris, 1990.

- RISK-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. Technical Report EVK4-CT-2000-00014, Uropean Poject, Brussel, 2004. URL <http://www.risk-ue.net>.
- E. Safak. Wave-propagation formulation of seismic response of multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, 125(4) :426–437, April 1999.
- N. Satake, K. Suda, T. Arakawa, and Y. Tamura. Damping evaluation using full-scale data of buildings in japan. *Journal of Structural Engineering*, 129(4) :470–477, April 2003.
- O. Sebe. *Deconvolution aveugle et sismologie : estimation de la source sismique et des effets de site*. PhD thesis, Université de Grenoble, France, 2004.
- J-F. Semblat, A. Patrón-Solares, M-F. Escoffier, and A. Aouameur. Structures à amortissement non classique : caractérisation vibratoire par modes propres complexes. *Revue française de génie civil*, 5(8) :1133–1157, 2001.
- SONATRACH. Boumerdes plan d’urbanisation 70. Technical report, Scandinavian Engineering Corp., Boumerdes, Algérie, 1970.
- I.R. Stubbs and V.R. MacLamor. The ambient vibration survey. In *Proceeding of the 5th World Conference On Earthquake Engineering*, Italy, Rome, 1973.
- Y. Thomas. *Signaux et systèmes linéaires*. Masson, Paris, 1995.
- M.D. Trifunac. Comparisons between ambient and forced vibration experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1 :133–150, 1972.
- F.E. Udawadia and M.D. Trifunac. Ambient vibration tests of full-scale structures. In *Proceeding of the 5th world conference on earthquake engineering*, Rome, Italy, 1973.
- F. Uehan and K. Meguro. Vulnerability evaluation of jacketed viaduct using microtremor measurement & numerical simulation. In *Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- M. Vallon. Estimation de l’épaisseur d’alluvions et sédiments quaternaires dans le région grenobloise par inversion des anomalies gravimétriques. Internal report, IPSN/CNRS, France, 1999.
- J.K. Vandiver, A.B. Dunwoody, R.B. Campbell, and M.F. Cook. A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique. *Journal of Mechanical Design*, 104 :307–313, 1982.
- P. Volant, N. Orbovic, and F. Dunand. Seismic evaluation of existing nuclear facility using ambient vibration test to characterize dynamic behavior of the structure and microtremor measurements to characterize the soil : a case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 :1159–1167, 2002.
- J.P. Wolf. *Foundation vibration analysis using simple physical models*. PTR Prentice Hall, Englewood Cliff, USA, 1994.

OBSERVATOIRE DE GRENOBLE
et
LABORATOIRE DE GÉOPHYSIQUE INTERNE ET TECTONOPHYSIQUE

Thèse

présentée par

François DUNAND

pour obtenir le titre de

Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I

Spécialité : **Sciences de la Terre et de l'Univers**

**Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et
l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil**

- ANNEXES -

Date de soutenance : 28 janvier 2005

Composition du jury :

M. J. Mazars (INPG)	Président
M. P.-Y. Bard (LCPC)	Directeur de thèse
M. C. Boutin (ENTPE)	Rapporteur
M. J.-F. Semblat (LCPC)	Rapporteur
M. H. Modaressi (BRGM)	Examineur
M. P.-E. Thévenin (Bureau Veritas)	Invité
M. T. Vassail (Bureau Veritas)	Invité

Annexe A

Archives départementales de La Martinique

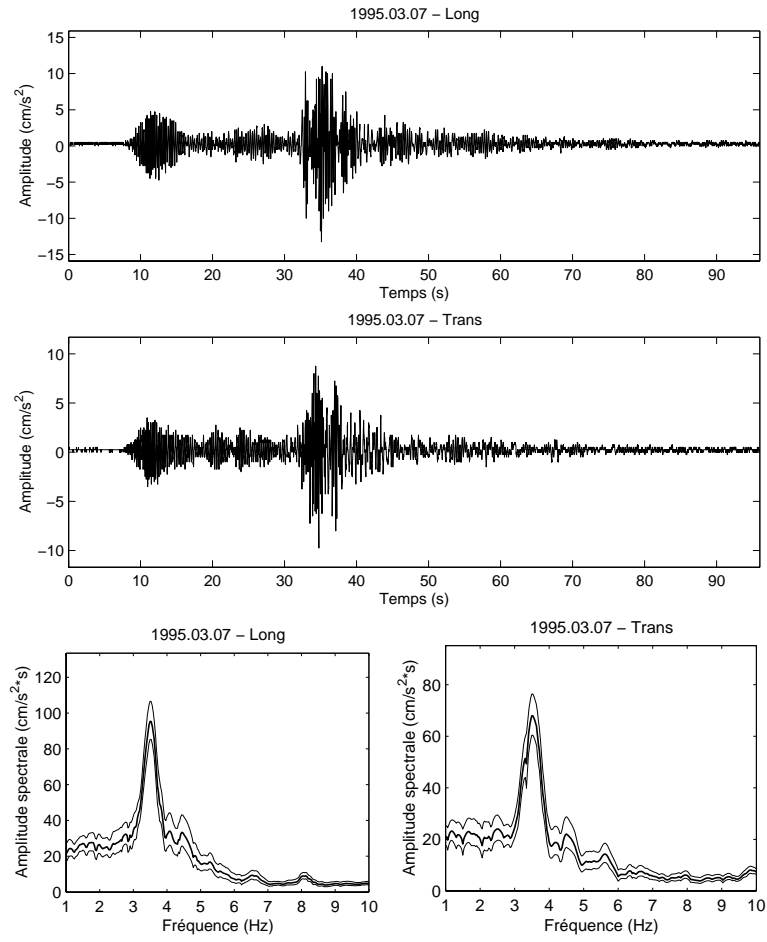


FIG. A.1 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1995.03.07

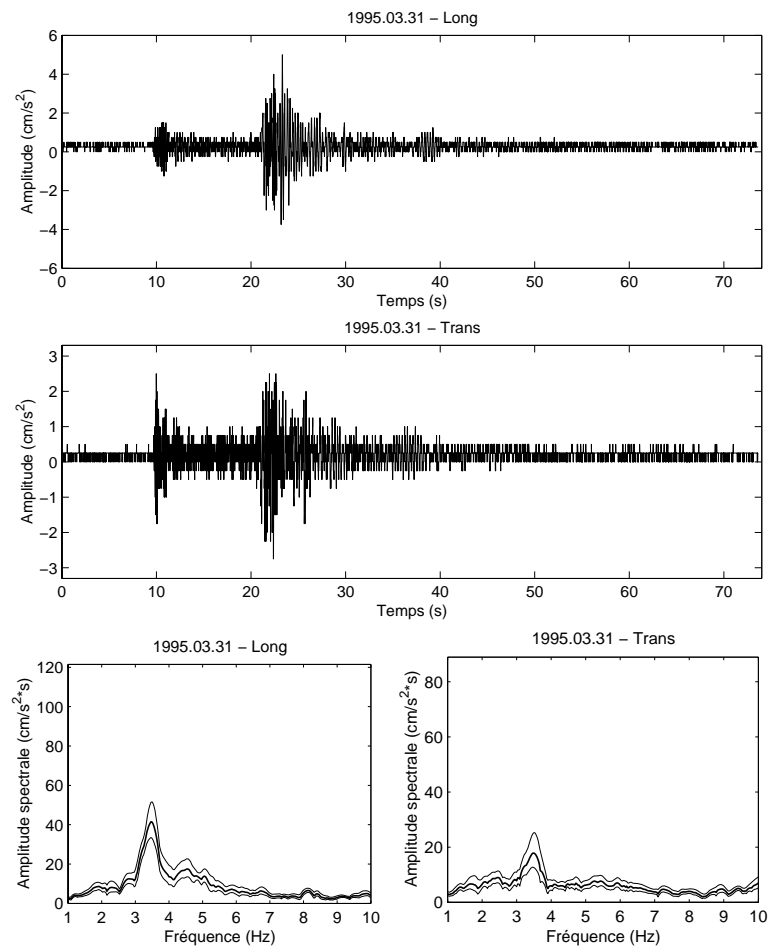


FIG. A.2 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1995.03.31

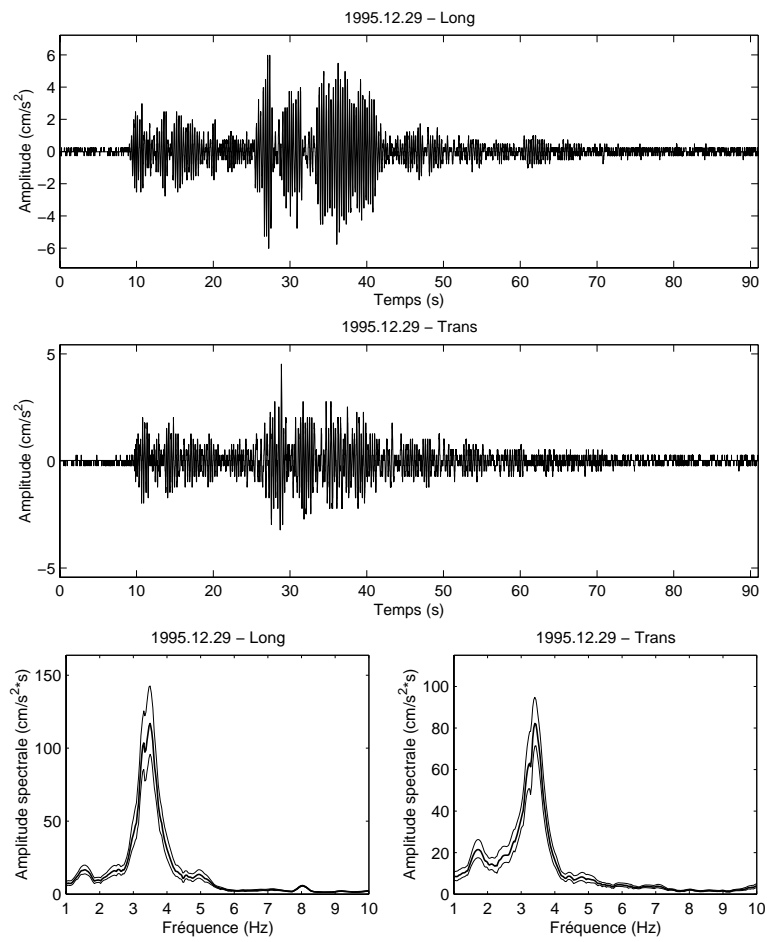


FIG. A.3 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1995.12.29

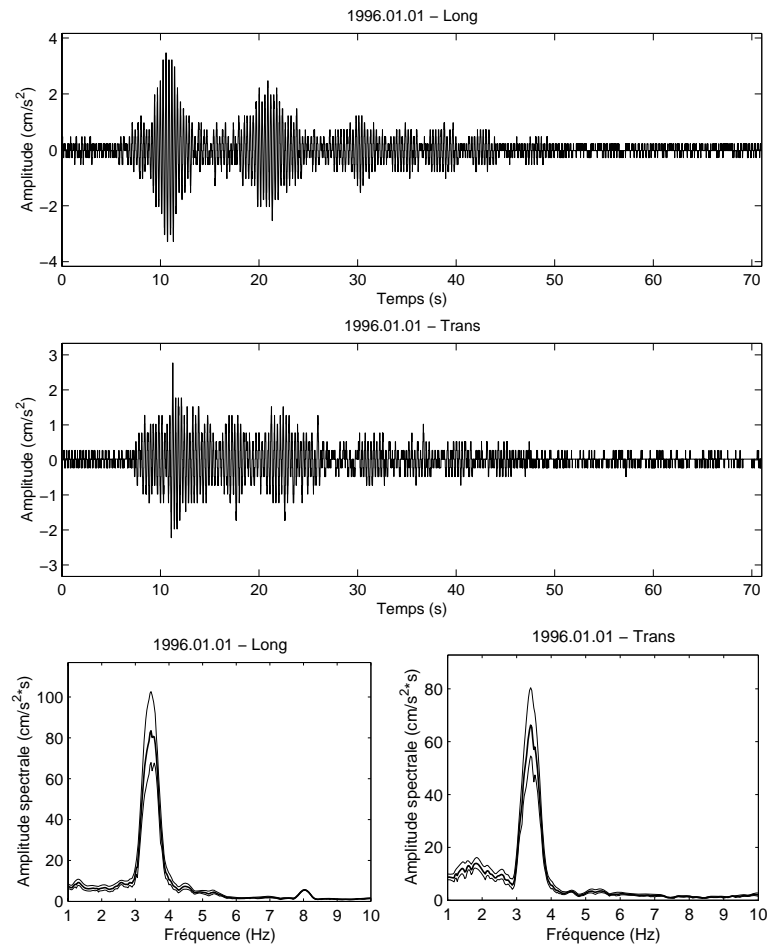


FIG. A.4 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1996.01.01

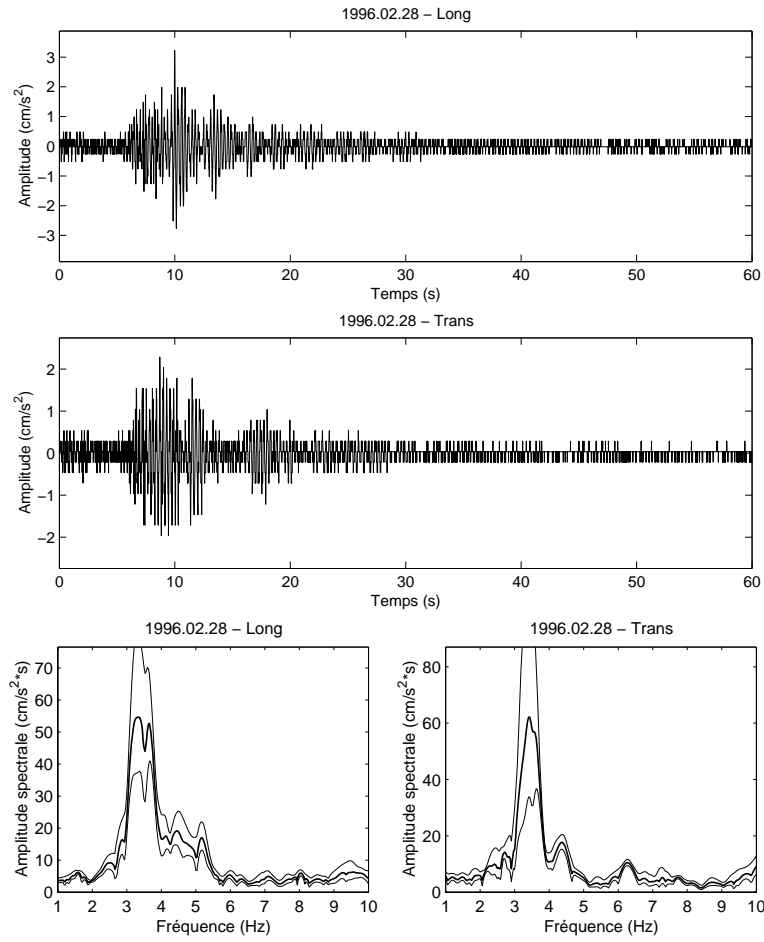


FIG. A.5 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1996.02.28

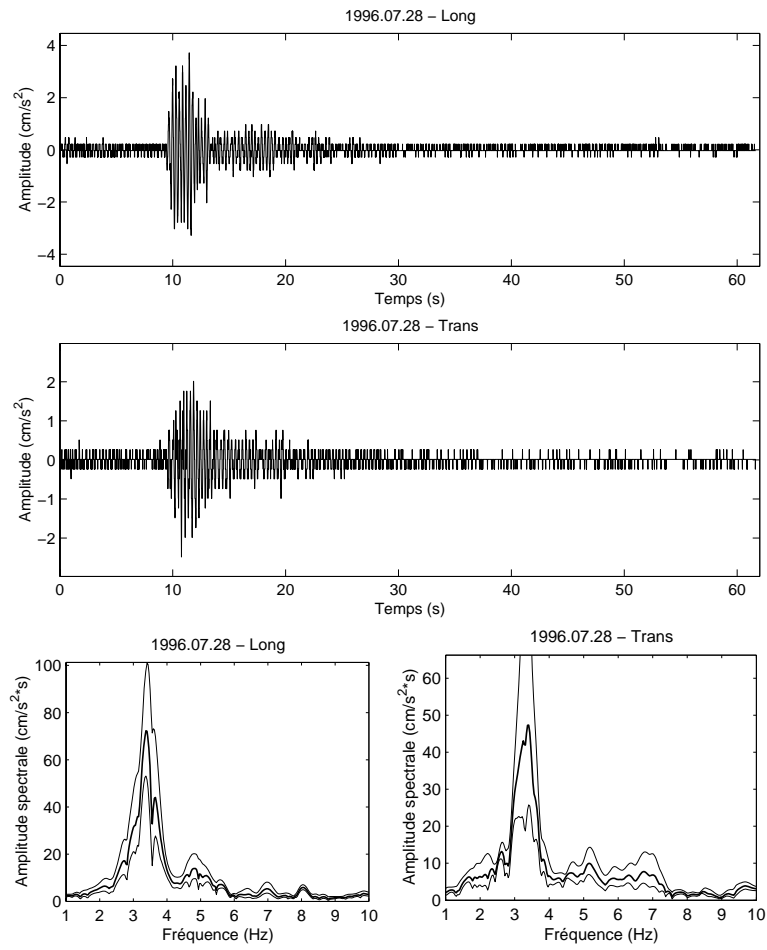


FIG. A.6 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1996.07.28

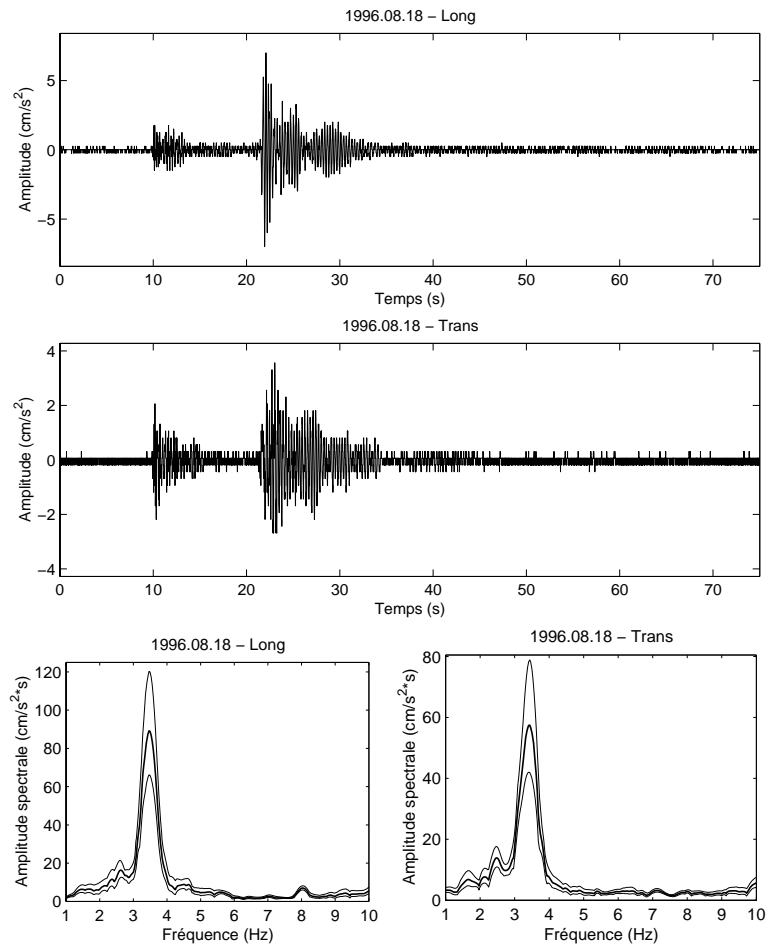


FIG. A.7 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1996.08.18

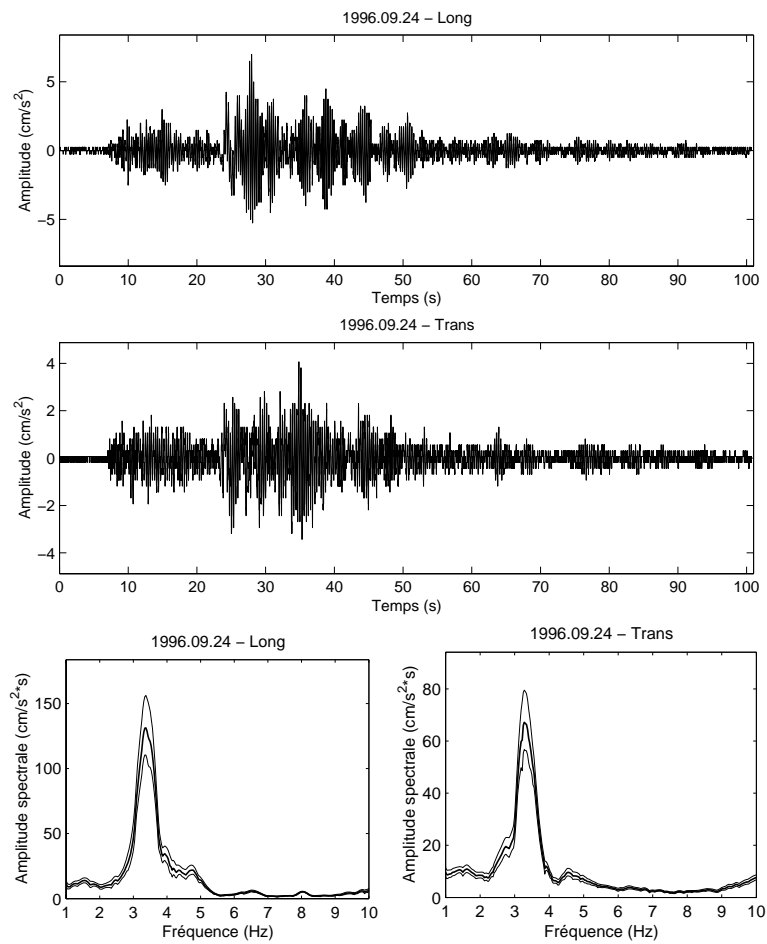


FIG. A.8 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 1996.09.24

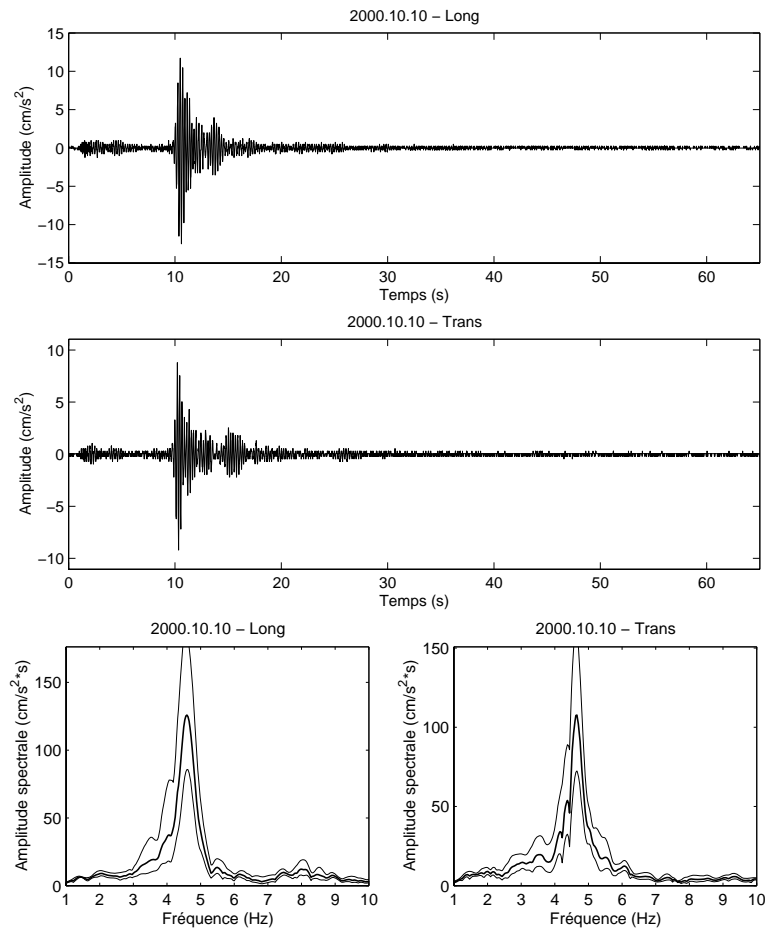


FIG. A.9 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2000.10.10

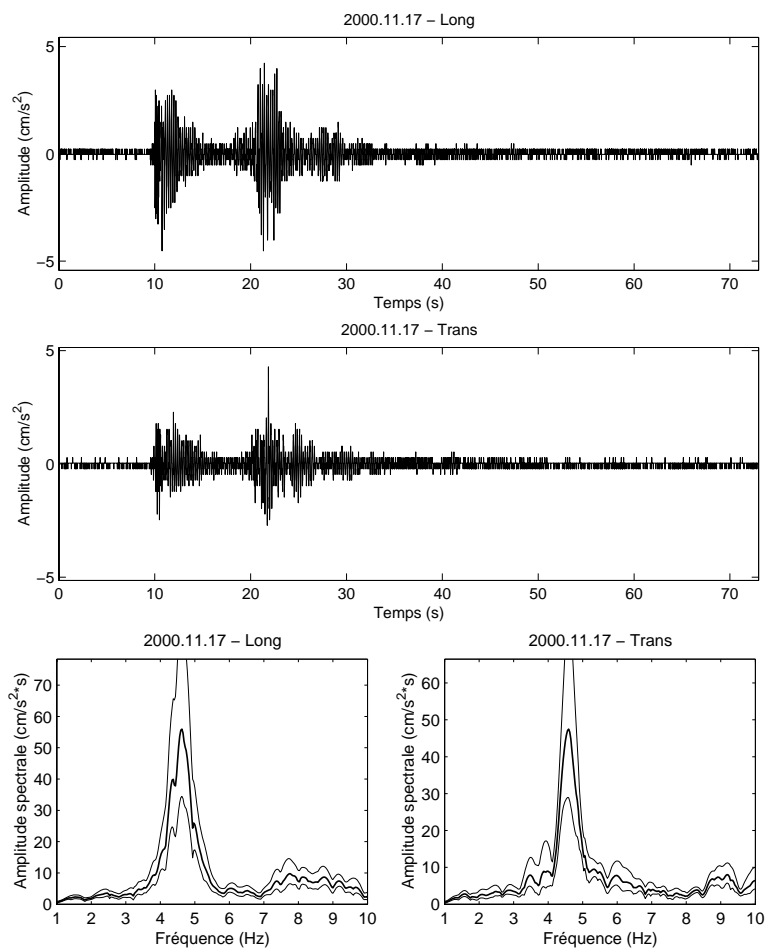


FIG. A.10 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2000.11.17

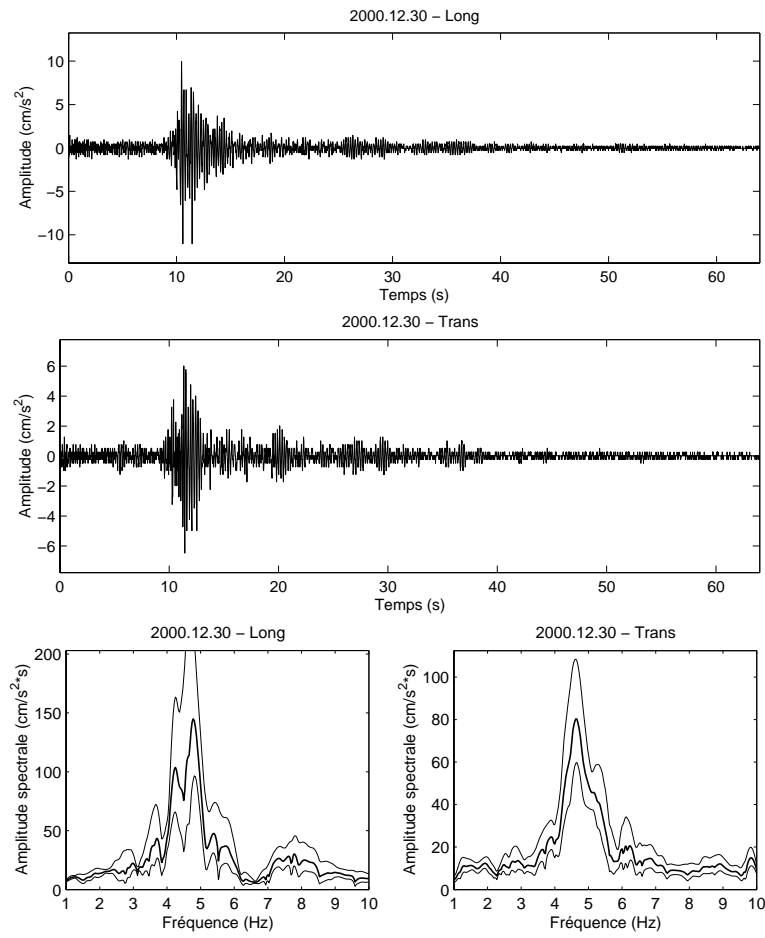


FIG. A.11 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2000.12.30

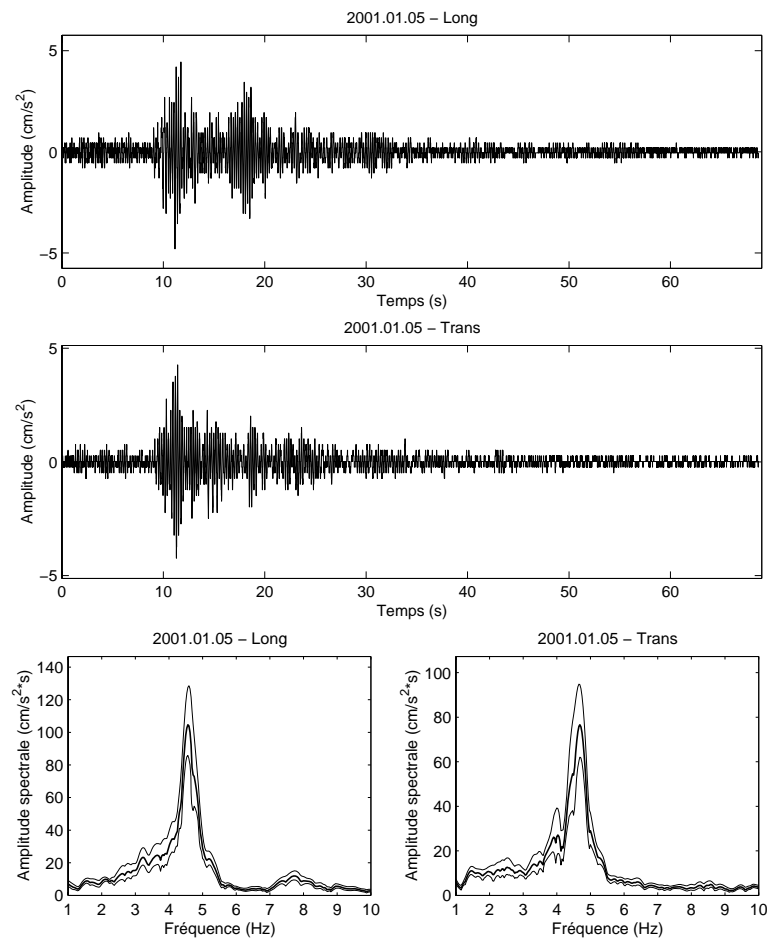


FIG. A.12 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2001.01.05

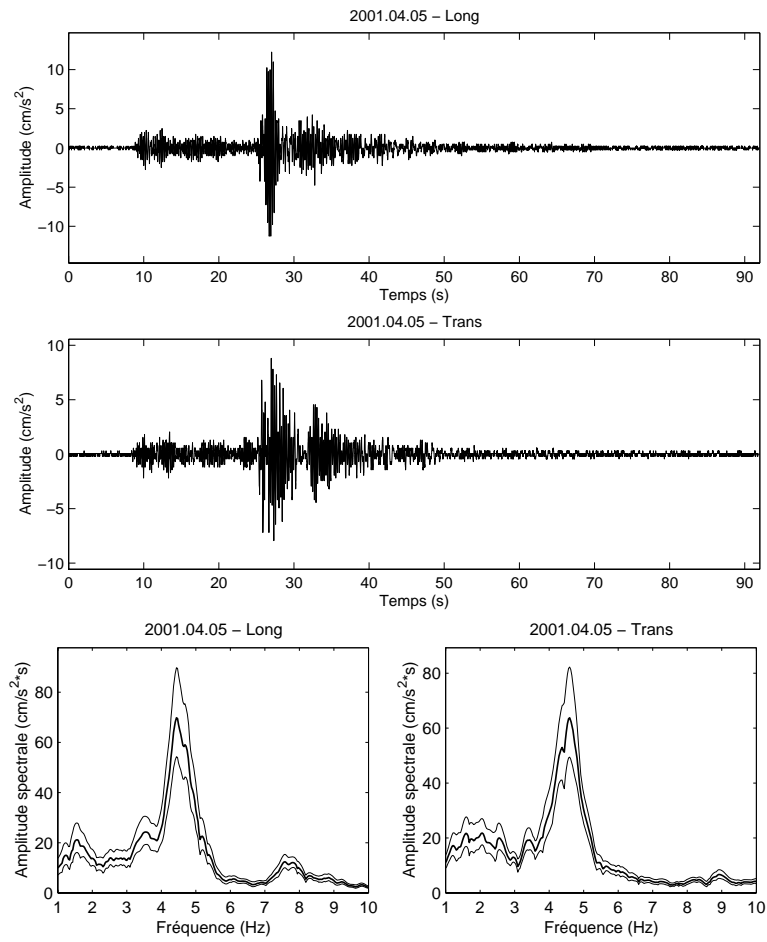


FIG. A.13 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2001.04.05

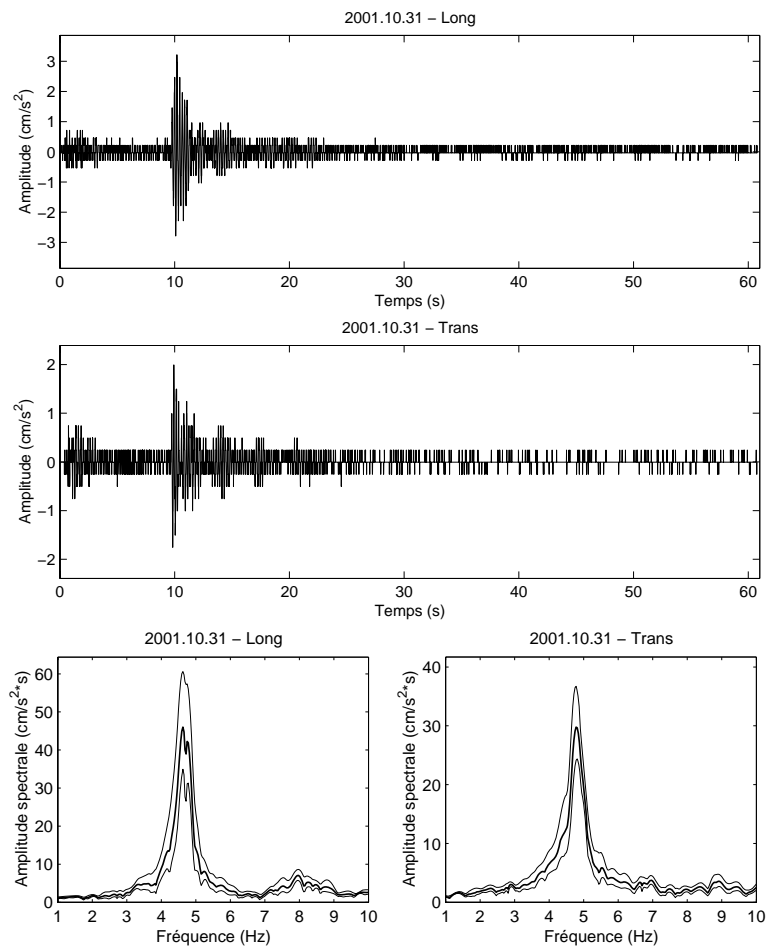


FIG. A.14 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2001.10.31

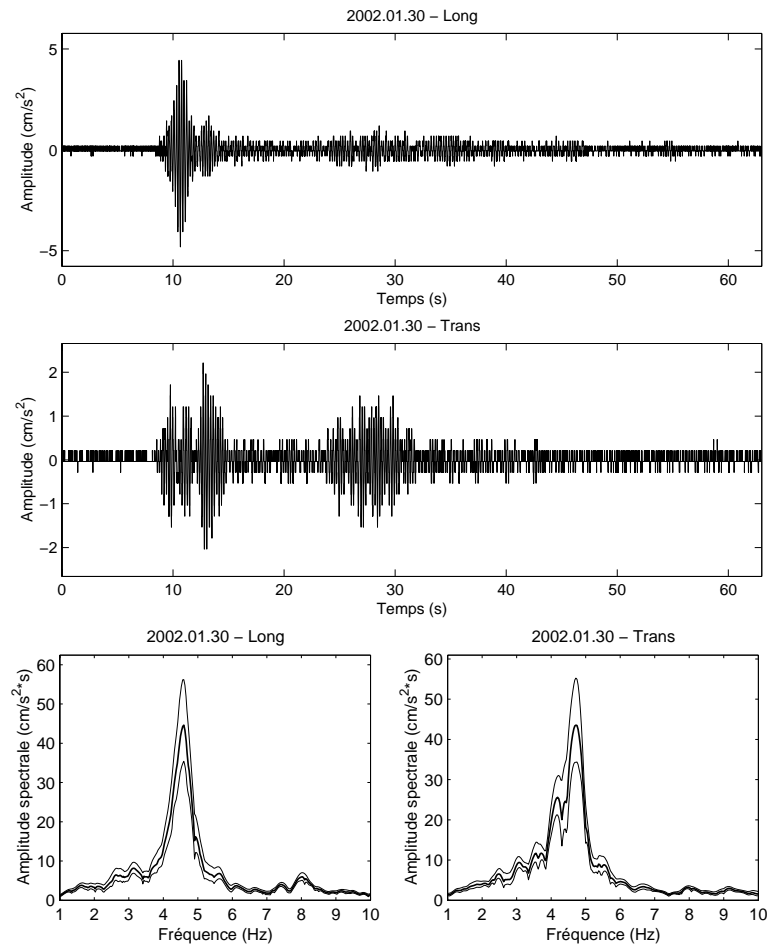


FIG. A.15 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2002.01.30

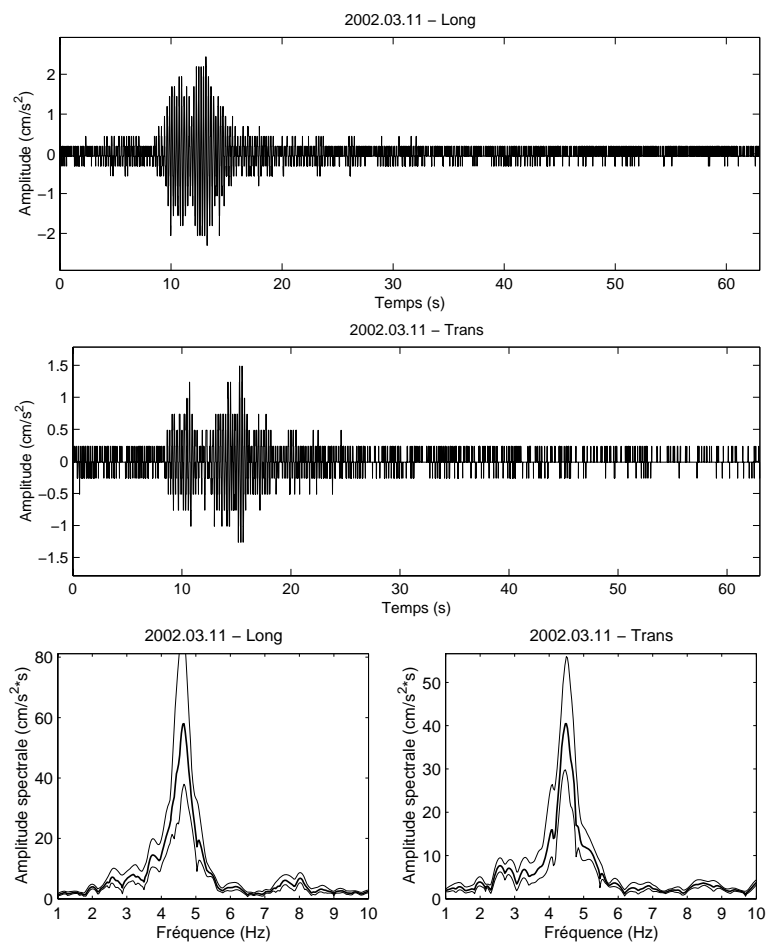


FIG. A.16 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2002.03.11

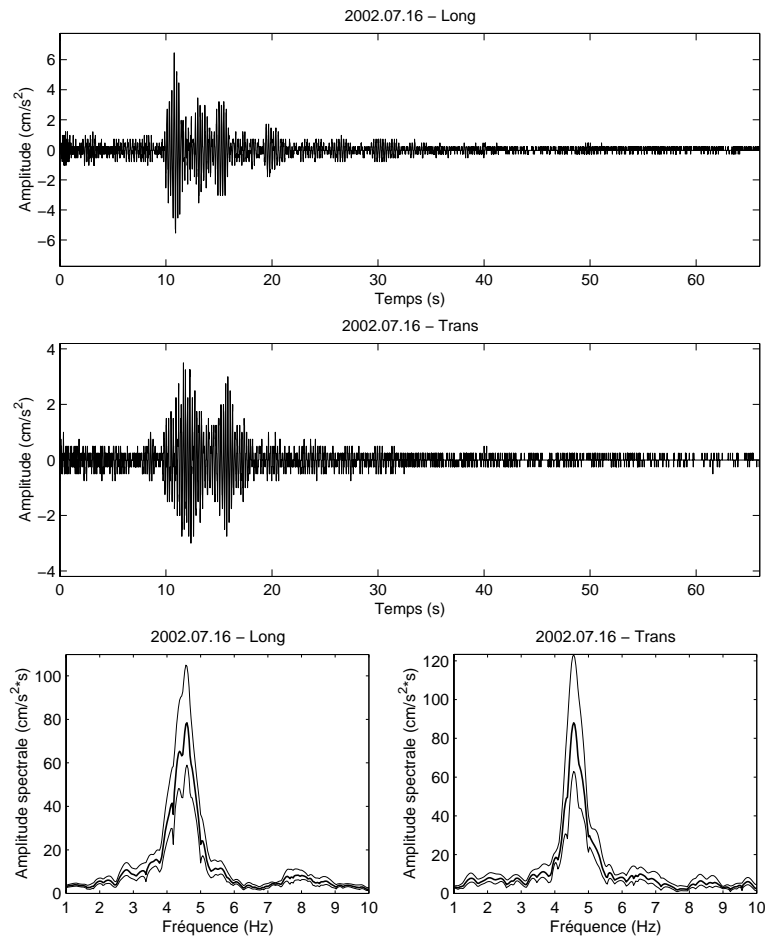


FIG. A.17 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2002.07.16

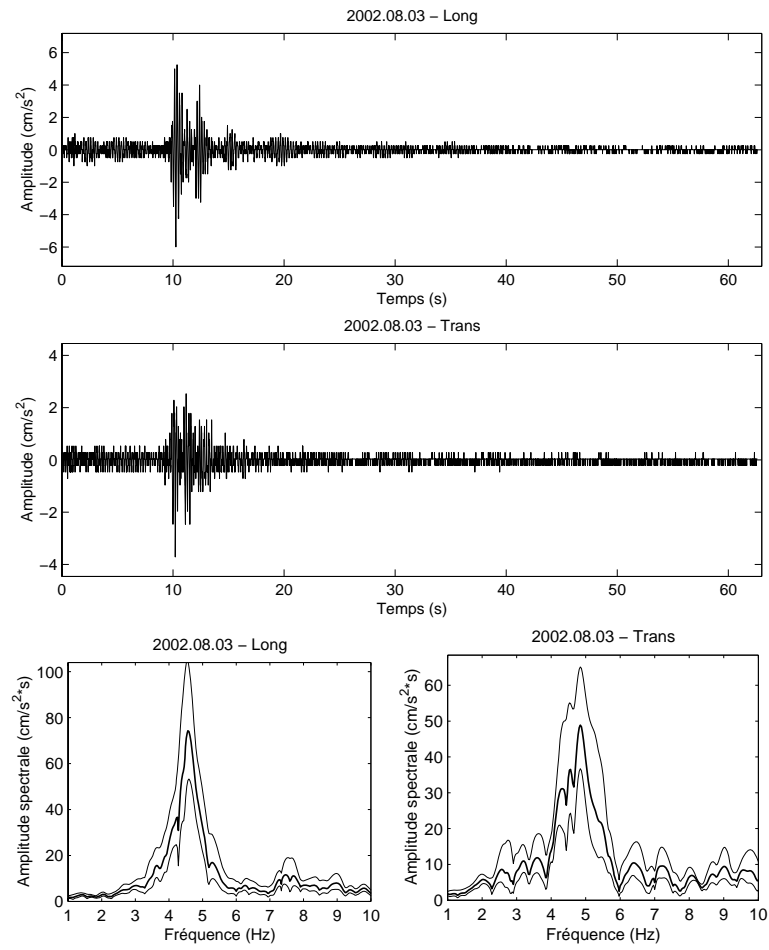


FIG. A.18 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2002.08.03

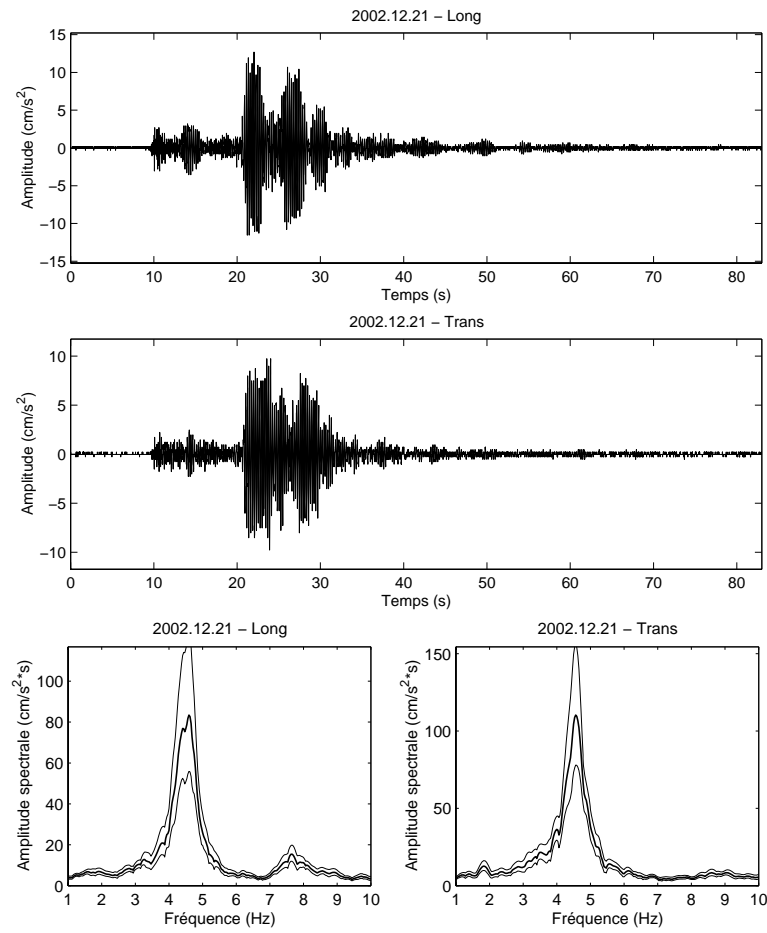


FIG. A.19 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2002.12.21

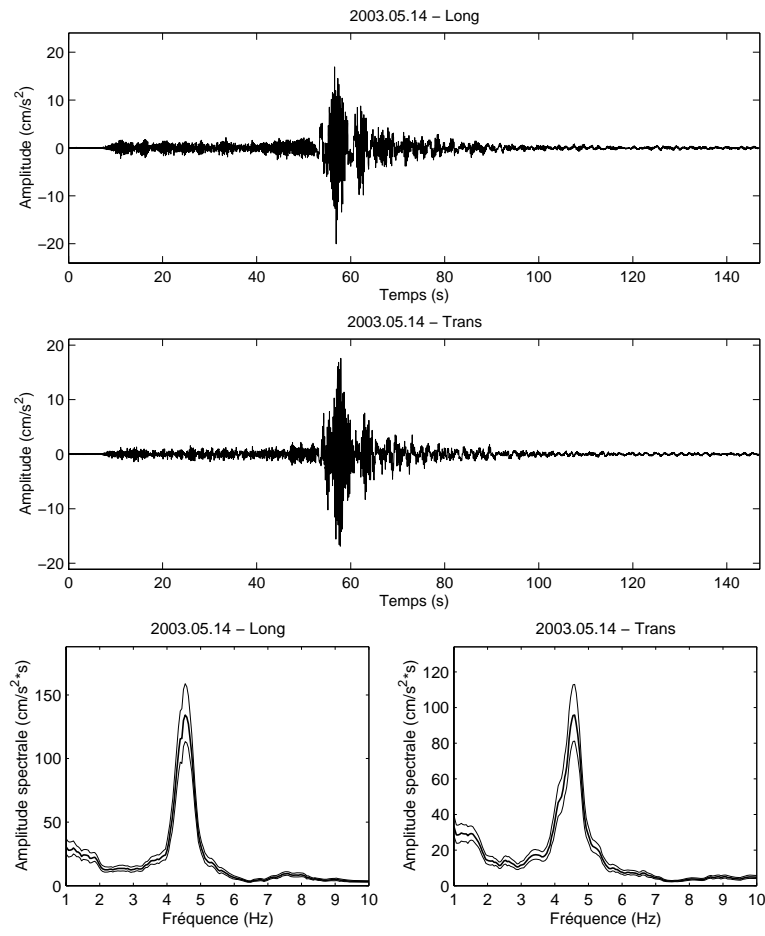


FIG. A.20 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2003.05.14

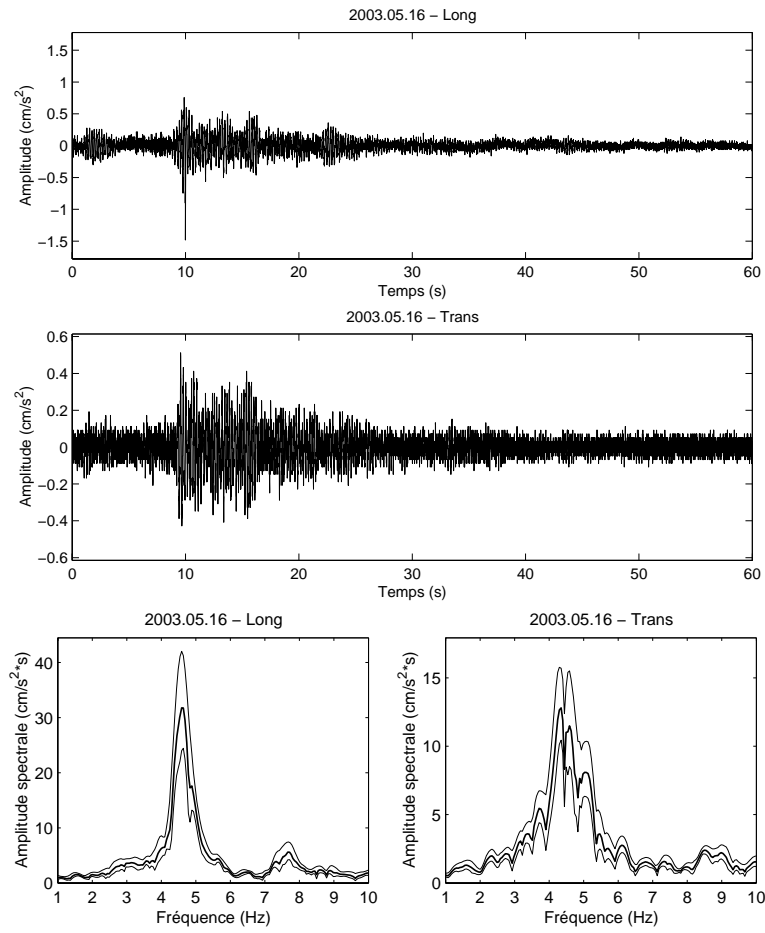


FIG. A.21 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2003.05.16

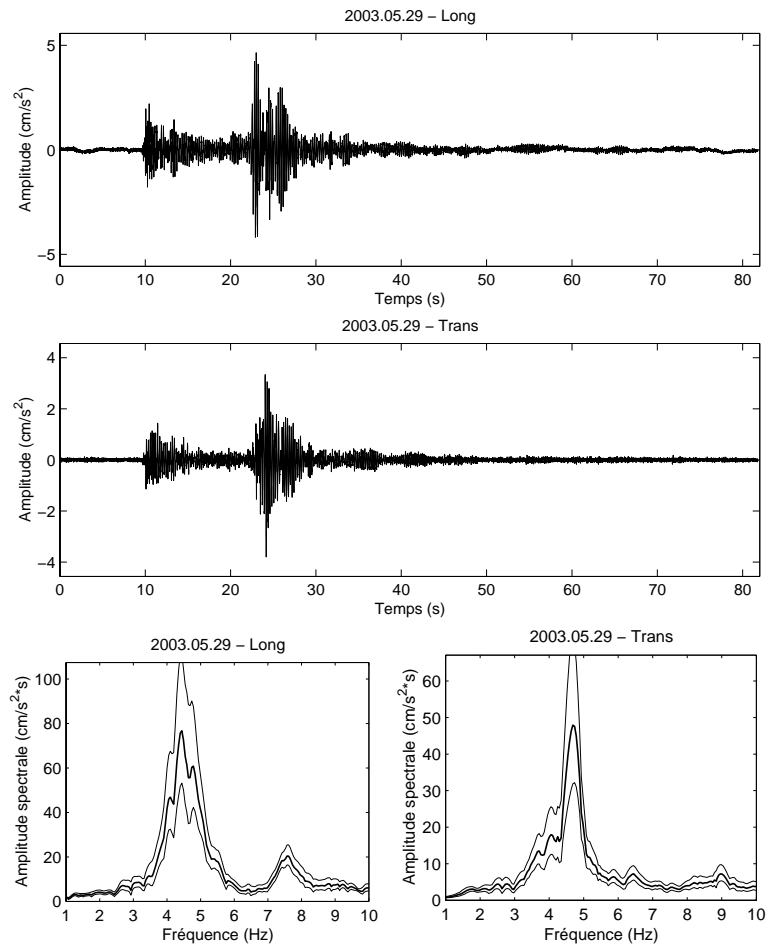


FIG. A.22 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2003.05.29

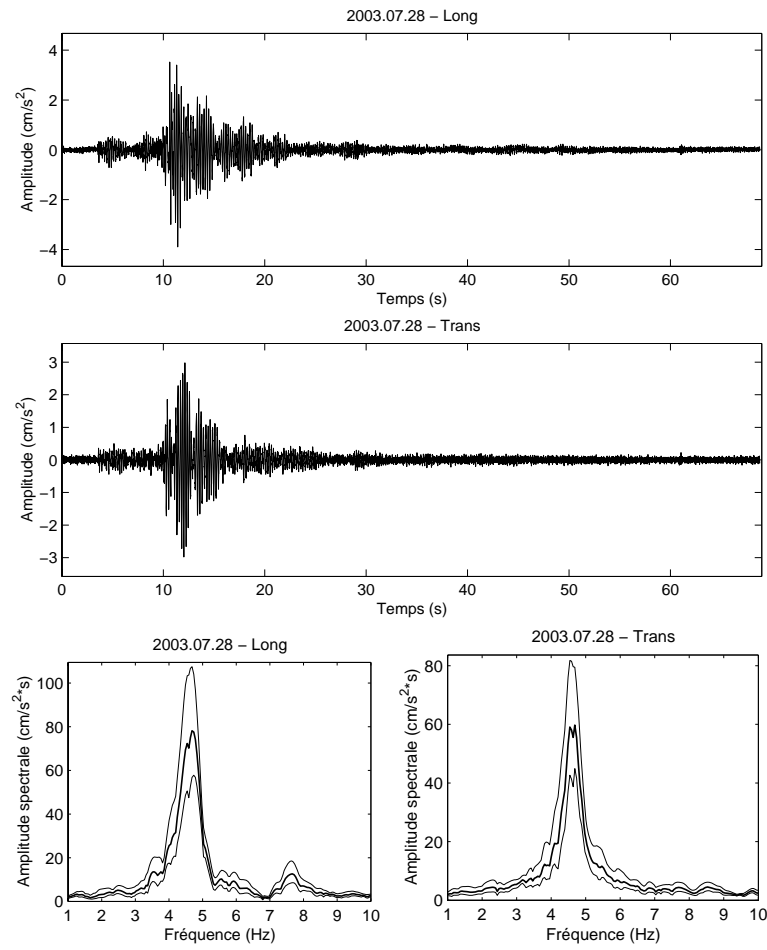


FIG. A.23 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2003.07.28

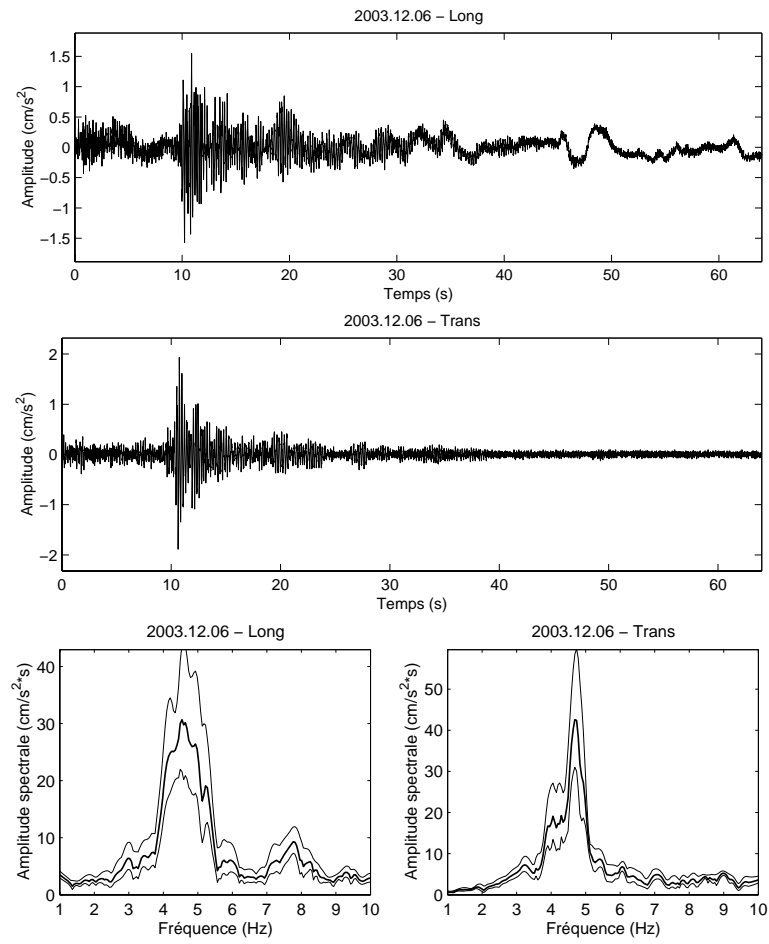


FIG. A.24 – Traces en accélération et spectres de Fourier au sommet du bâtiment des Archives Départementales dans les directions longitudinale et transversale pour le séisme 2003.12.06

Annexe B

Identification for Alhambra building

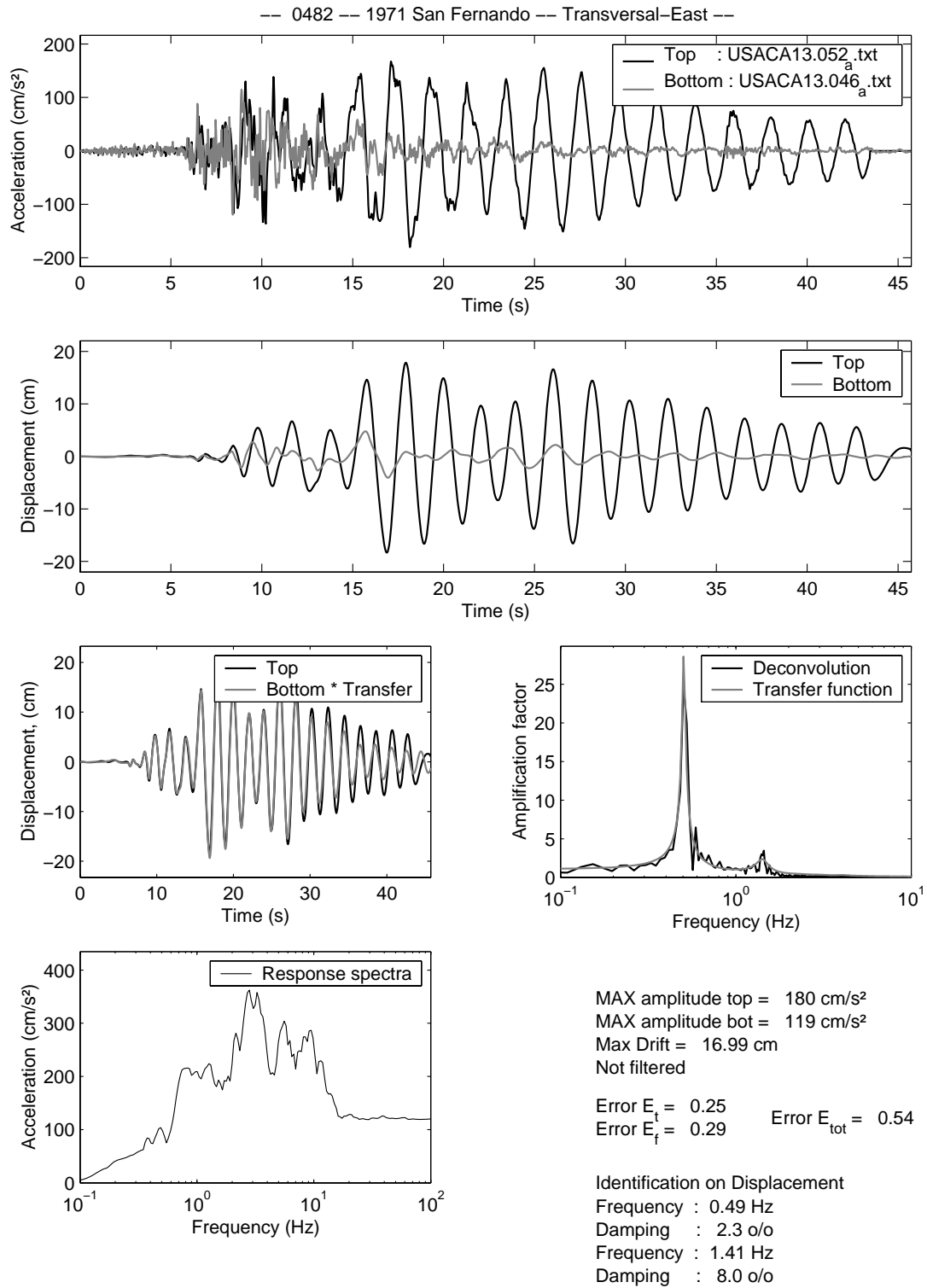


FIG. B.1 –

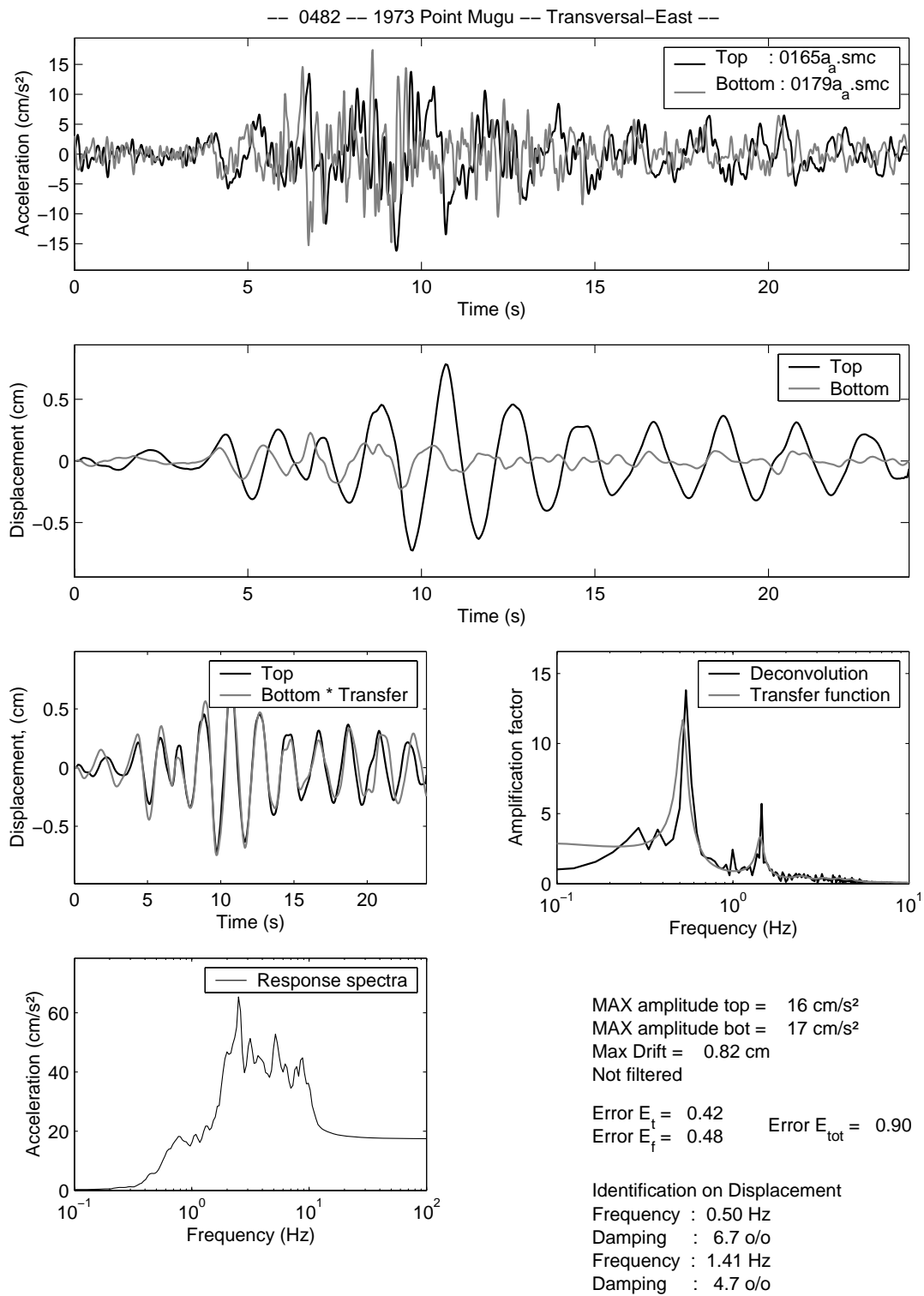


FIG. B.2 -

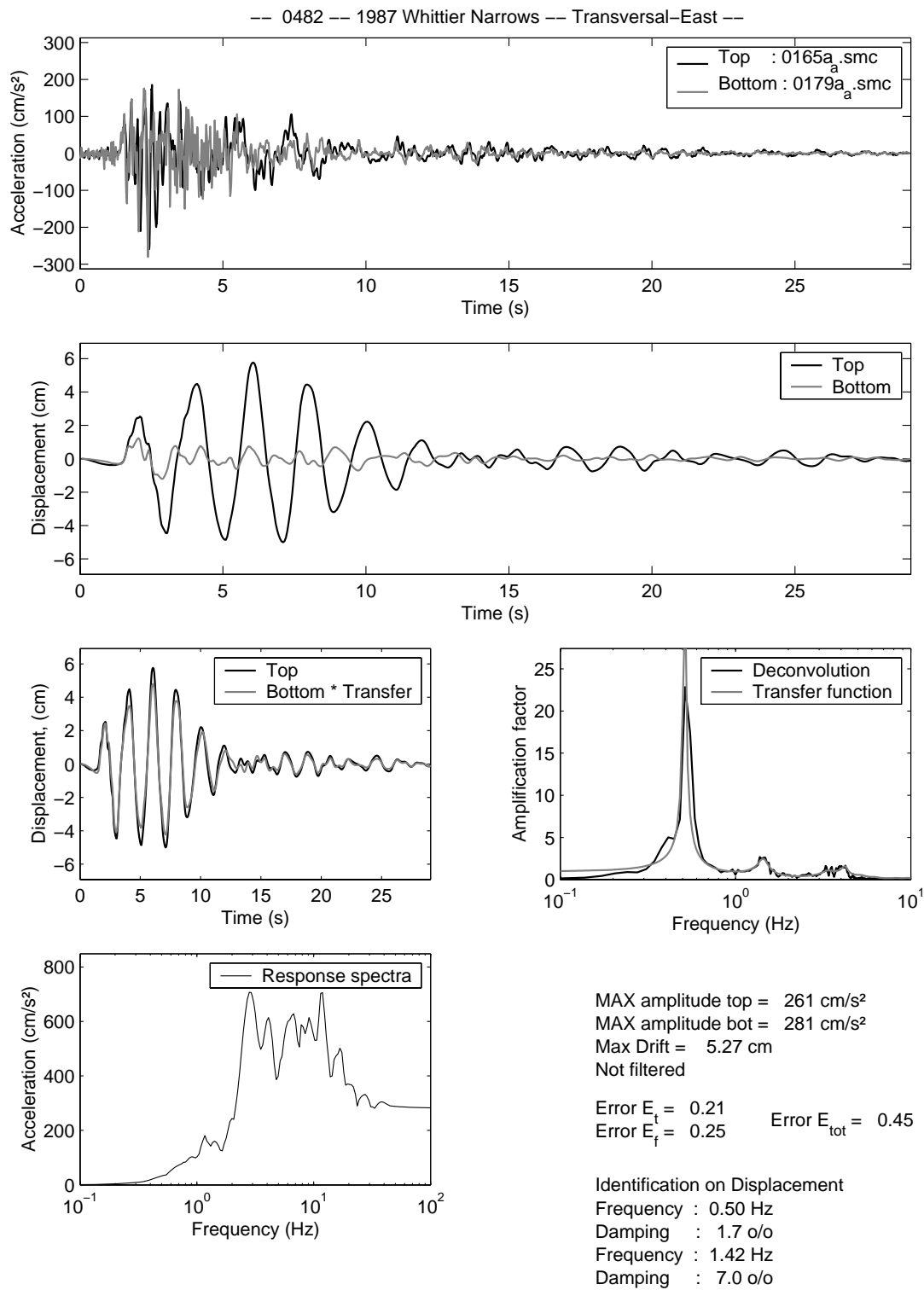


FIG. B.3 -

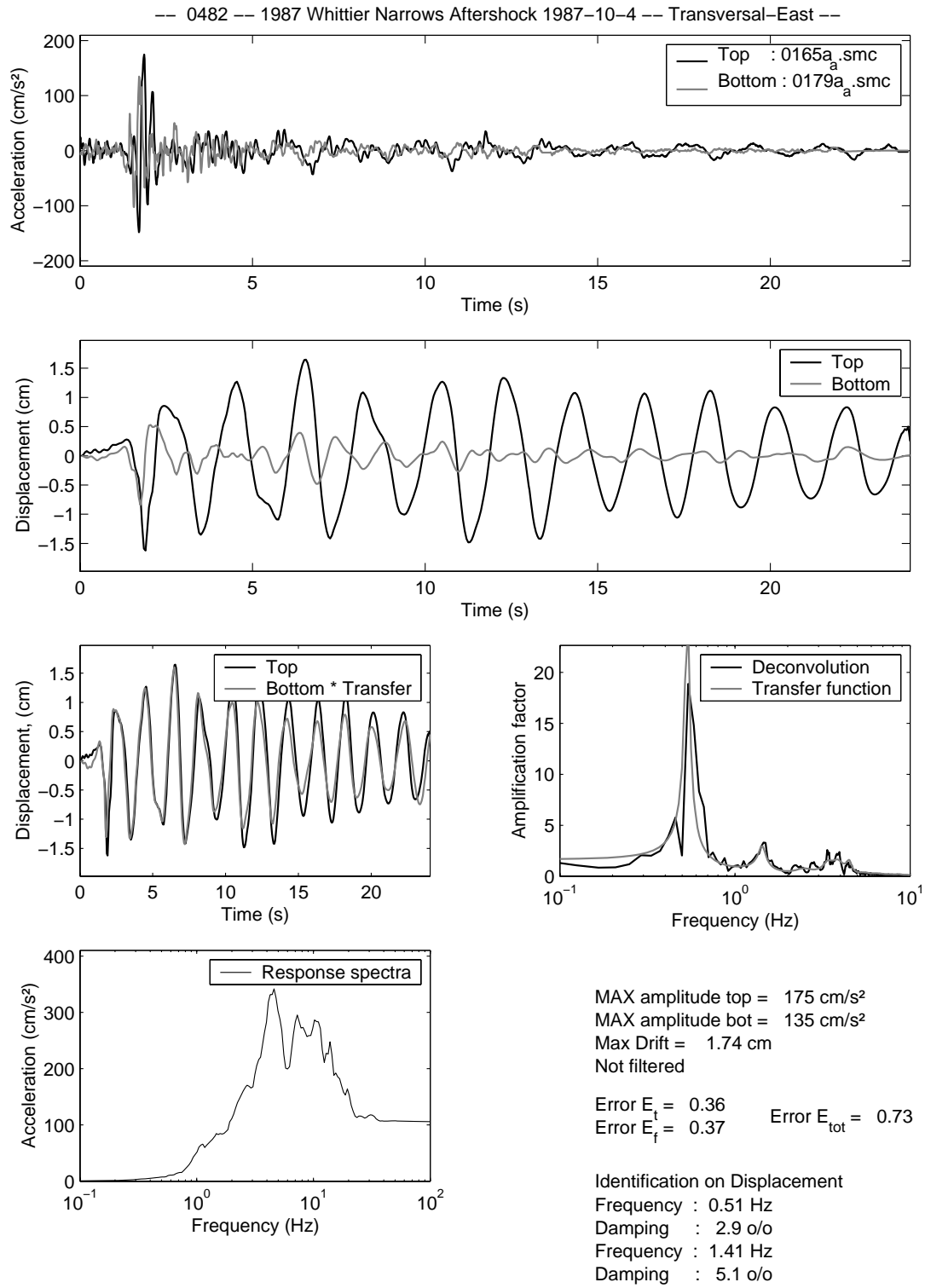


FIG. B.4 -

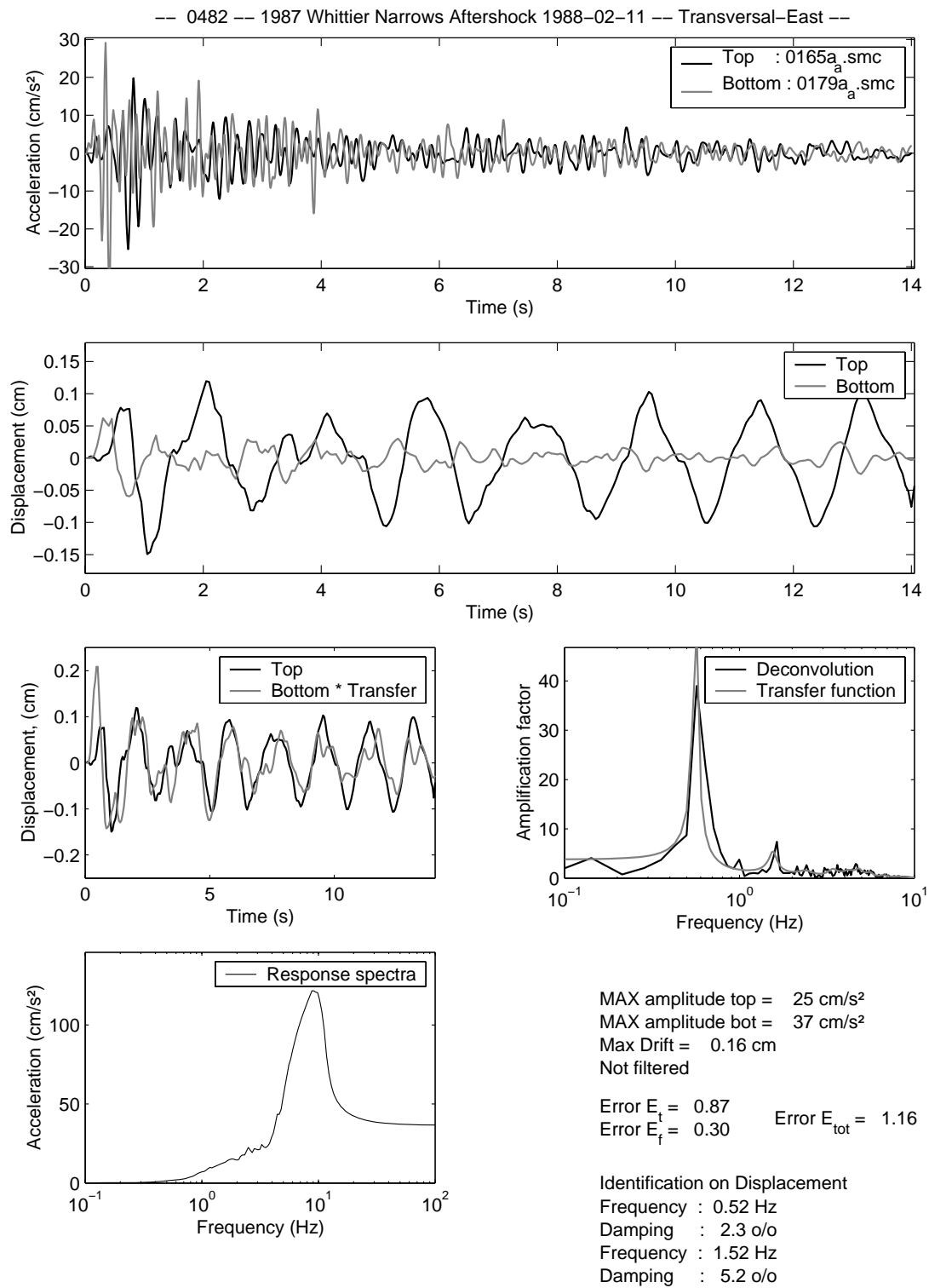


FIG. B.5 –

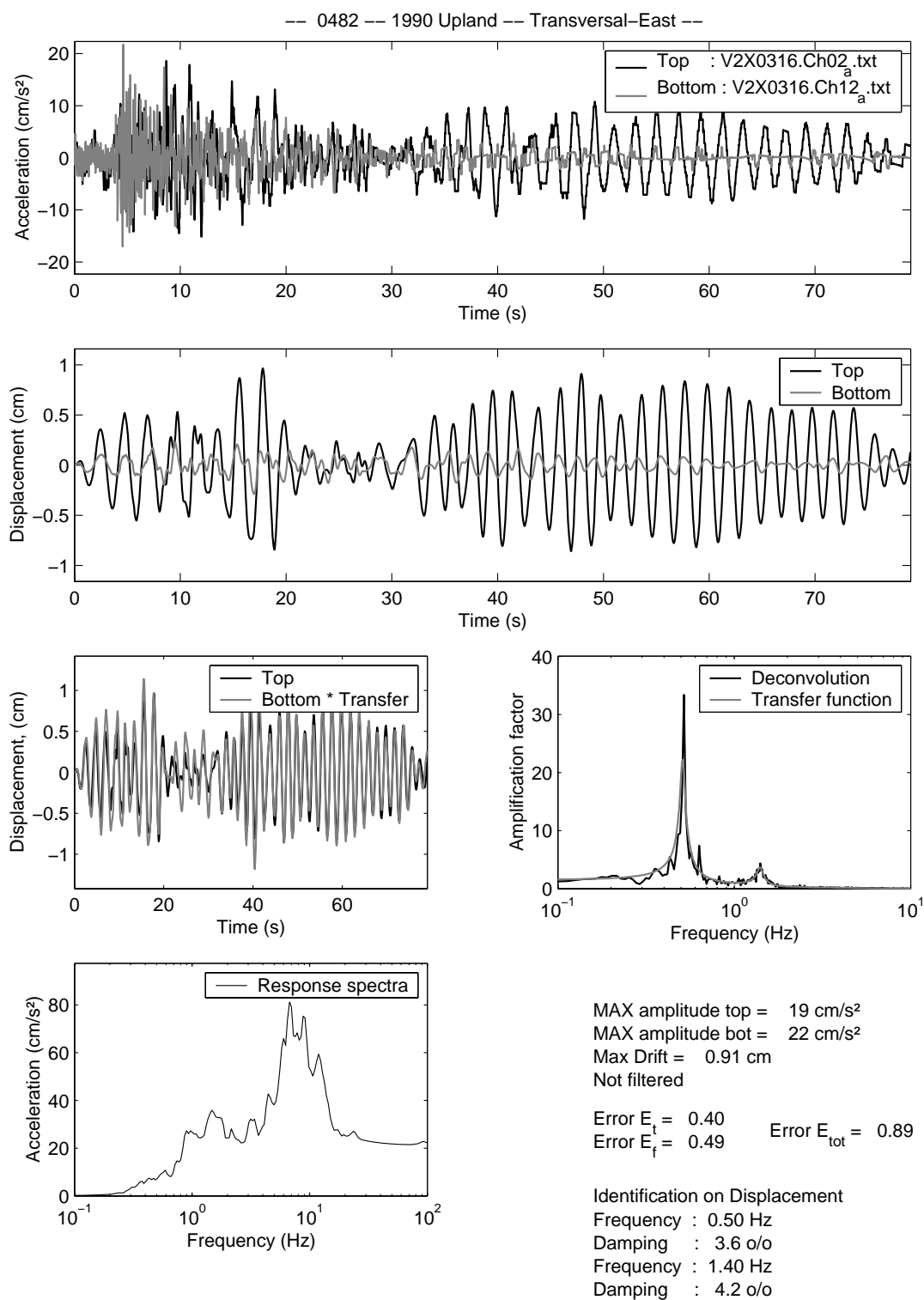


FIG. B.6 –

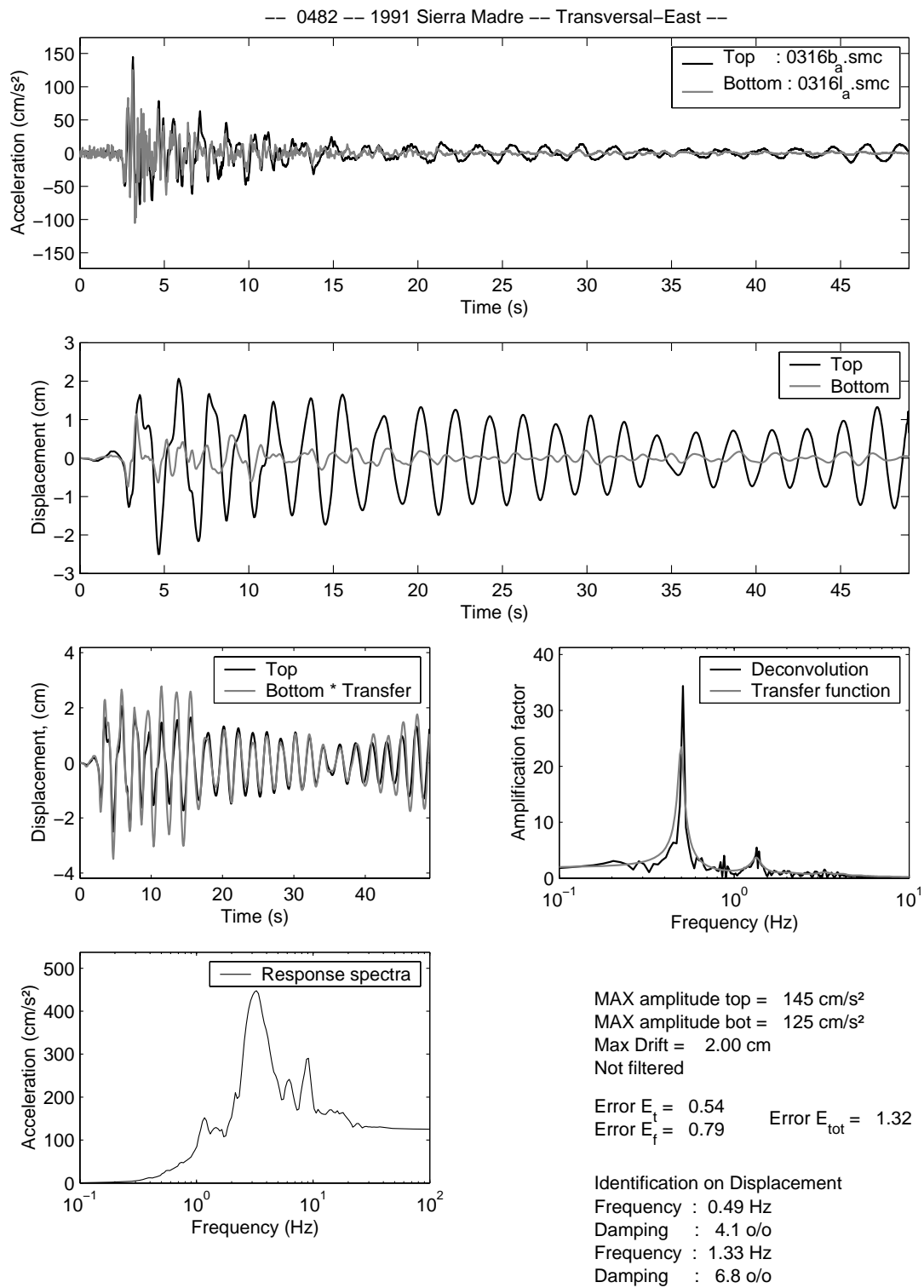


FIG. B.7 –

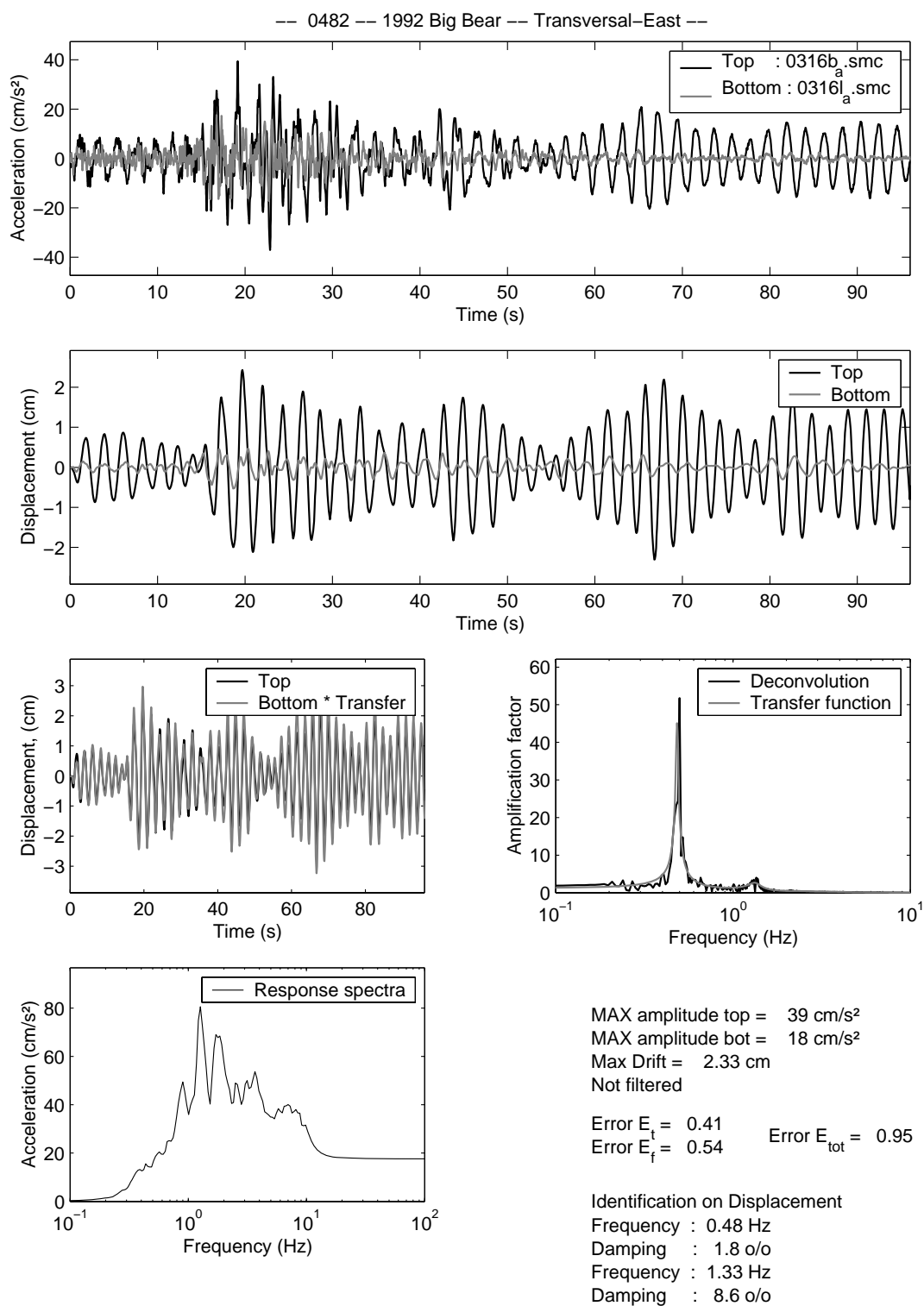


FIG. B.8 –

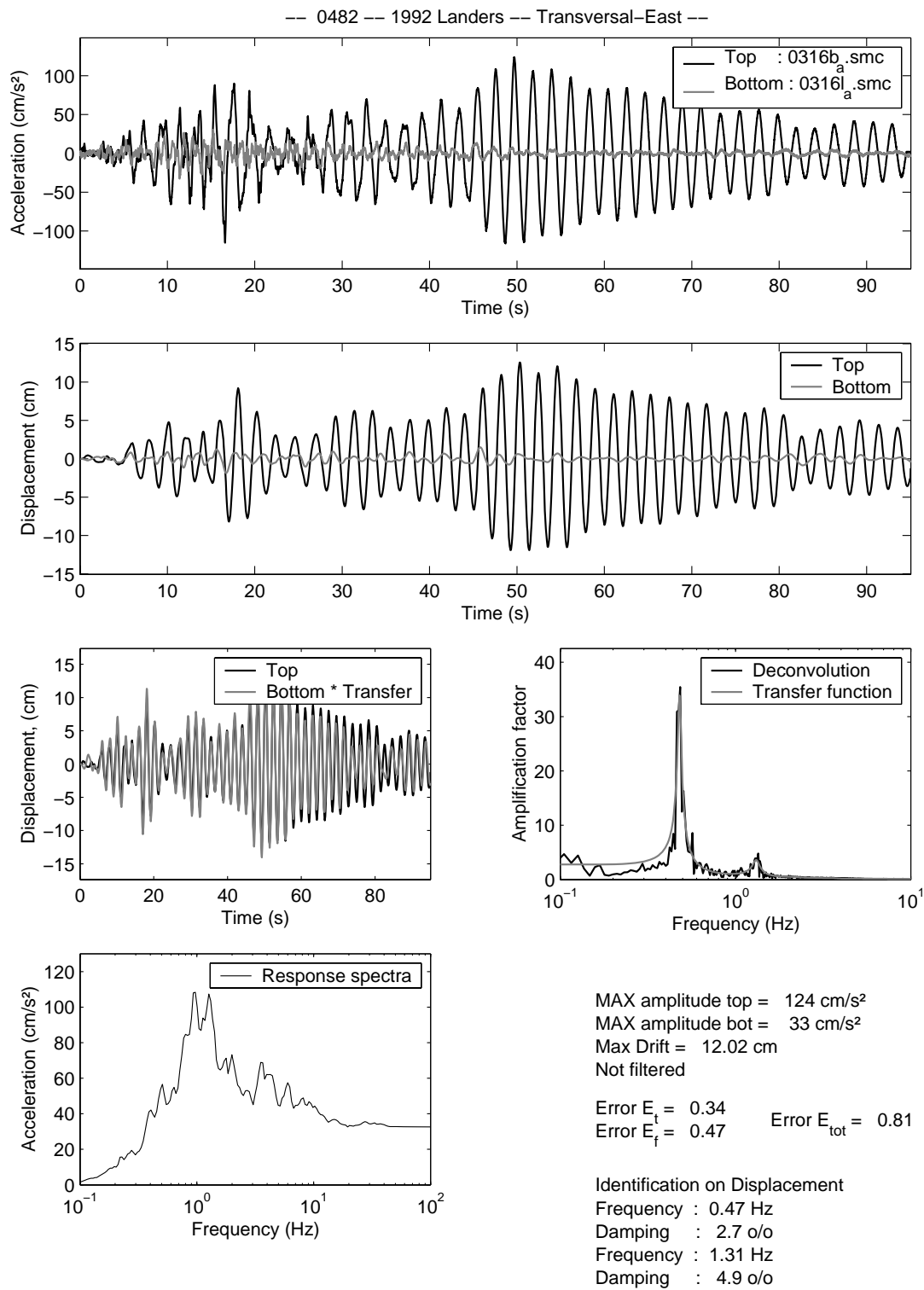


FIG. B.9 –

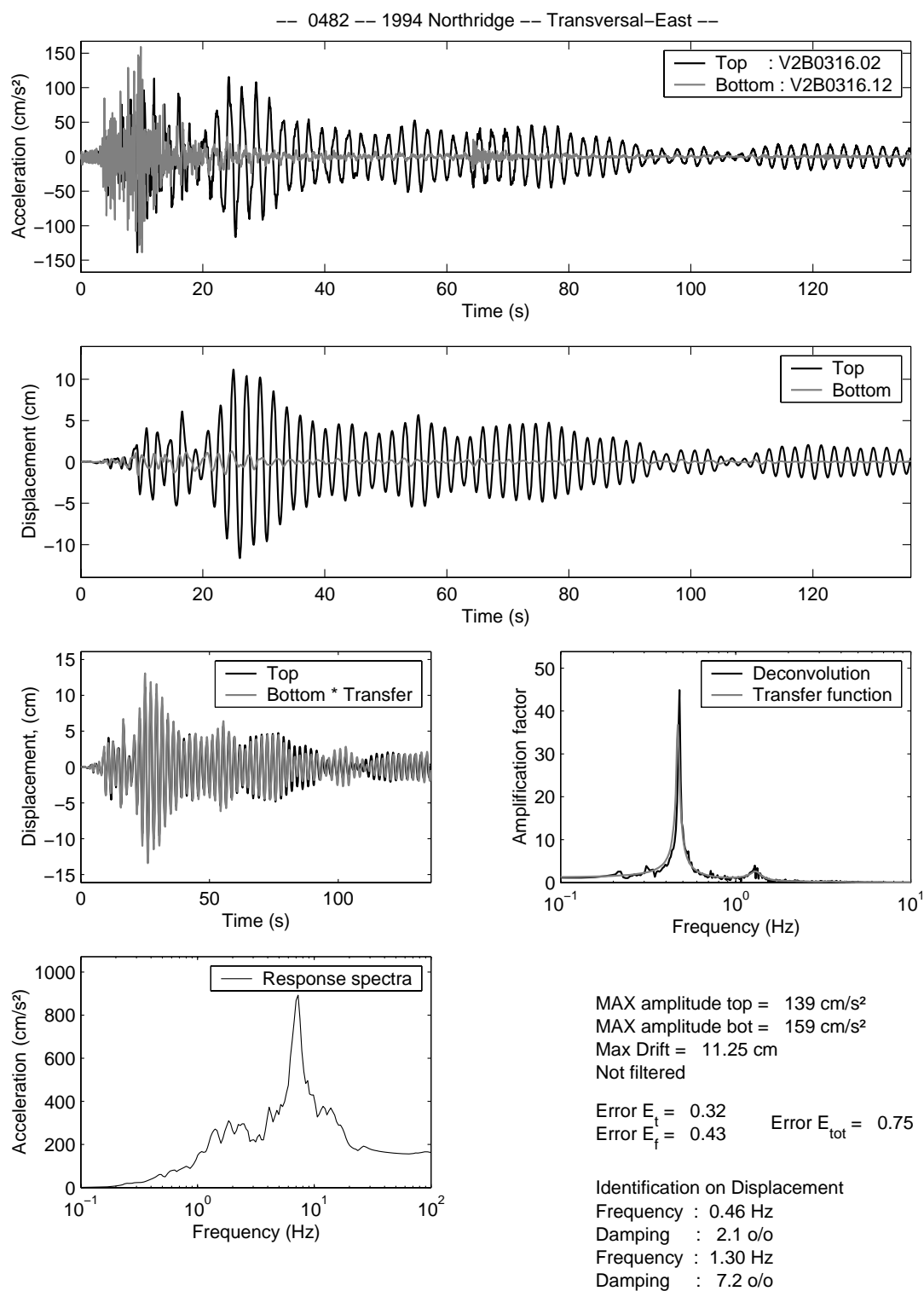


FIG. B.10 –

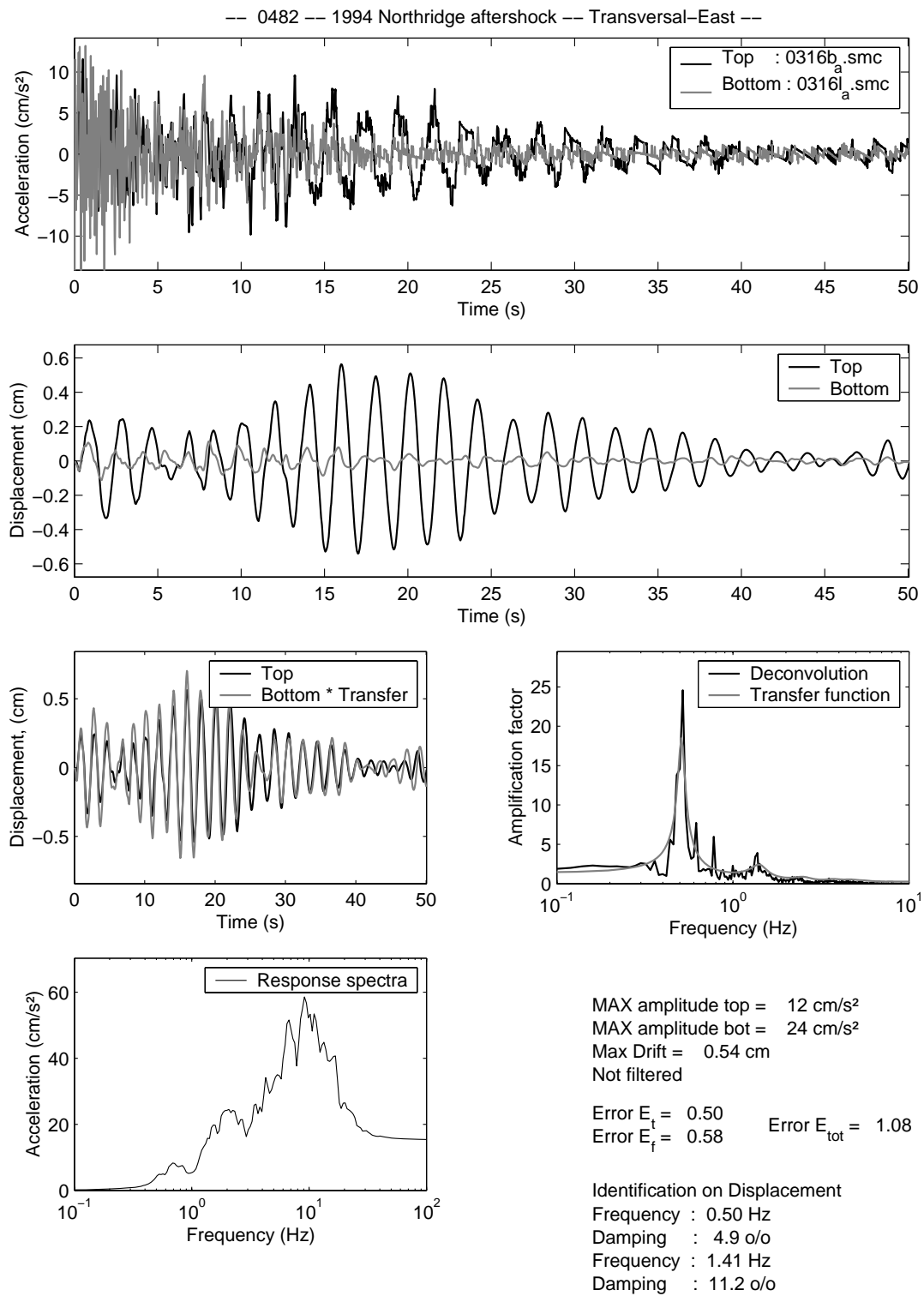


FIG. B.11 –

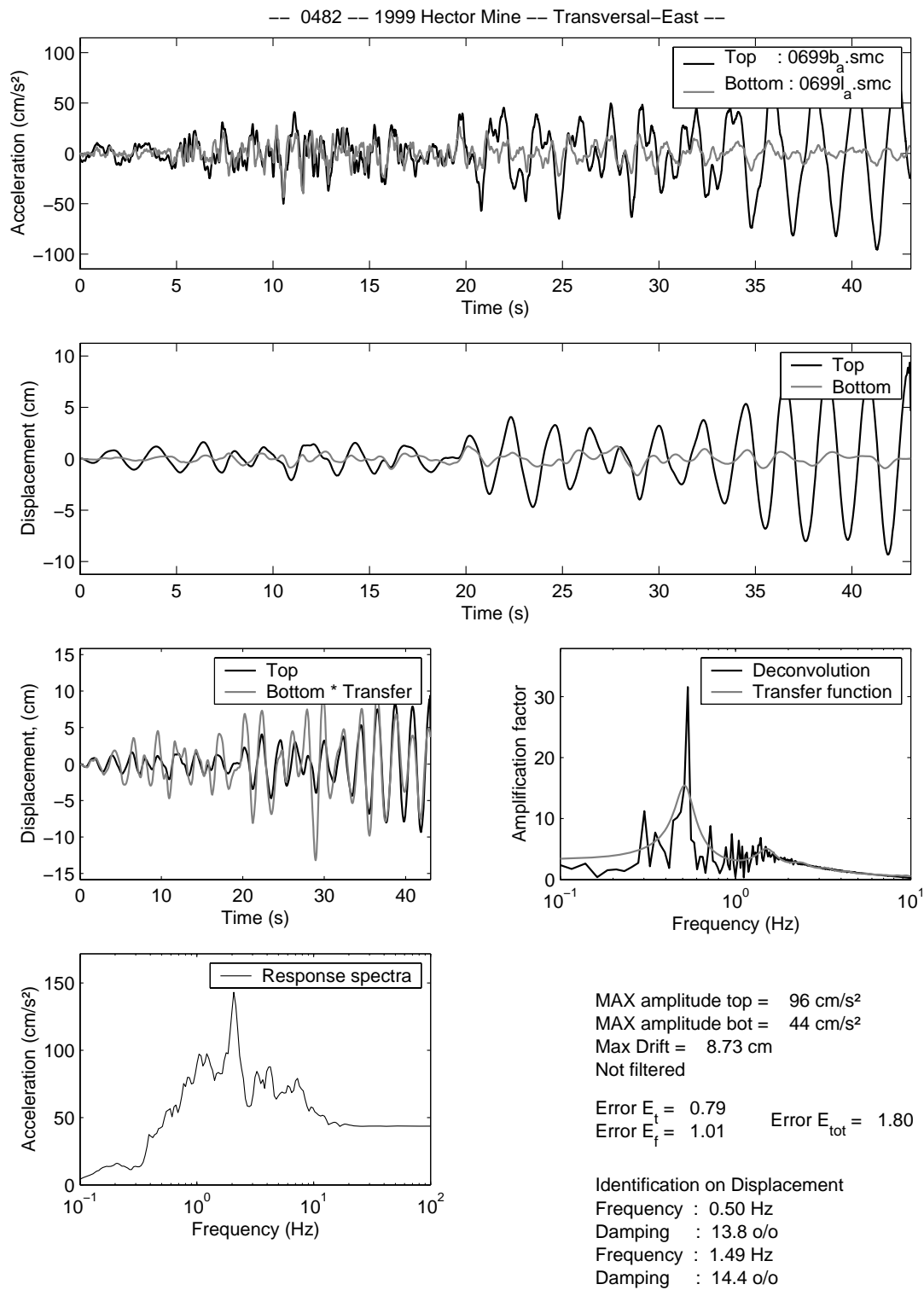


FIG. B.12 –

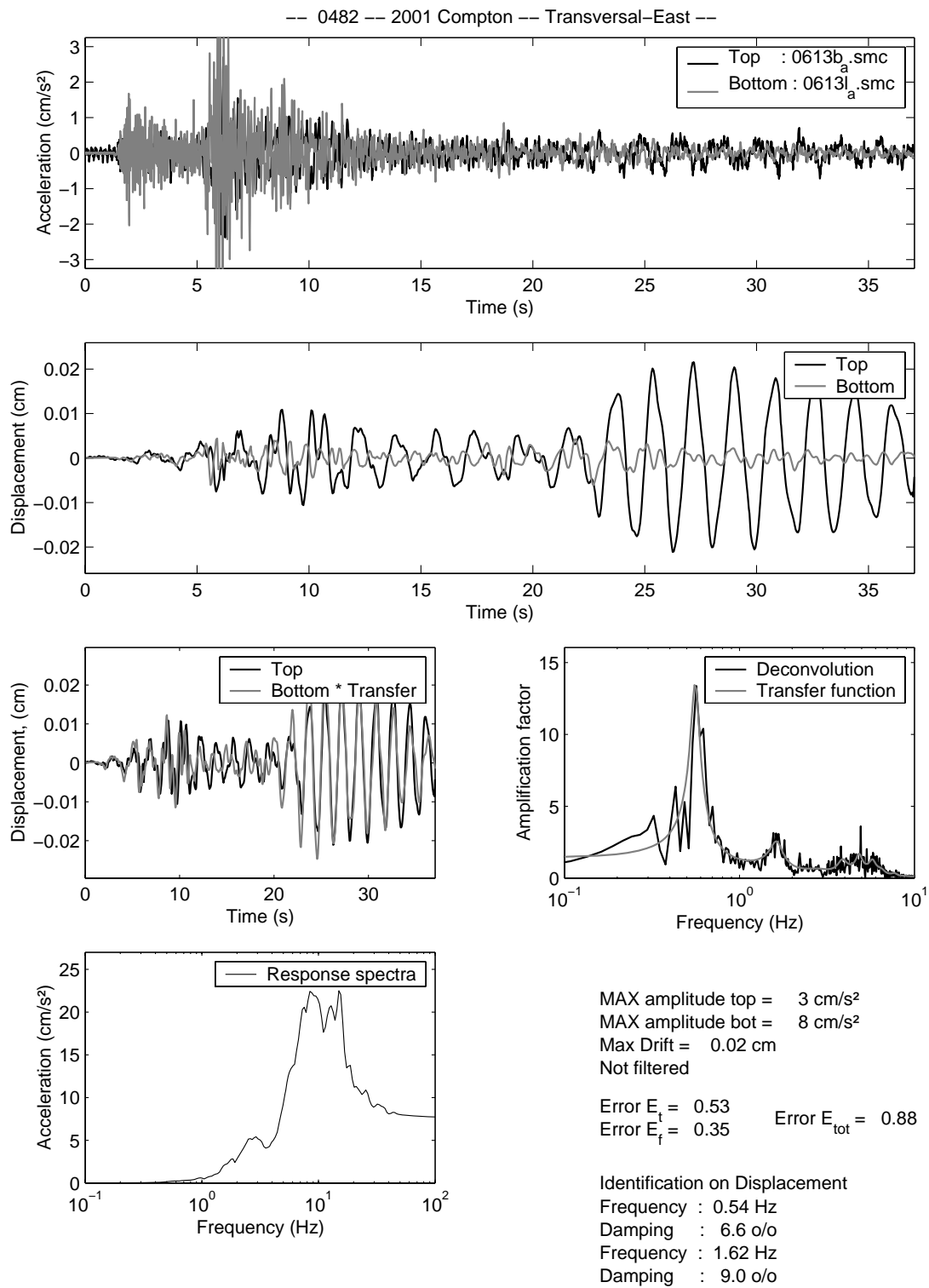


FIG. B.13 –

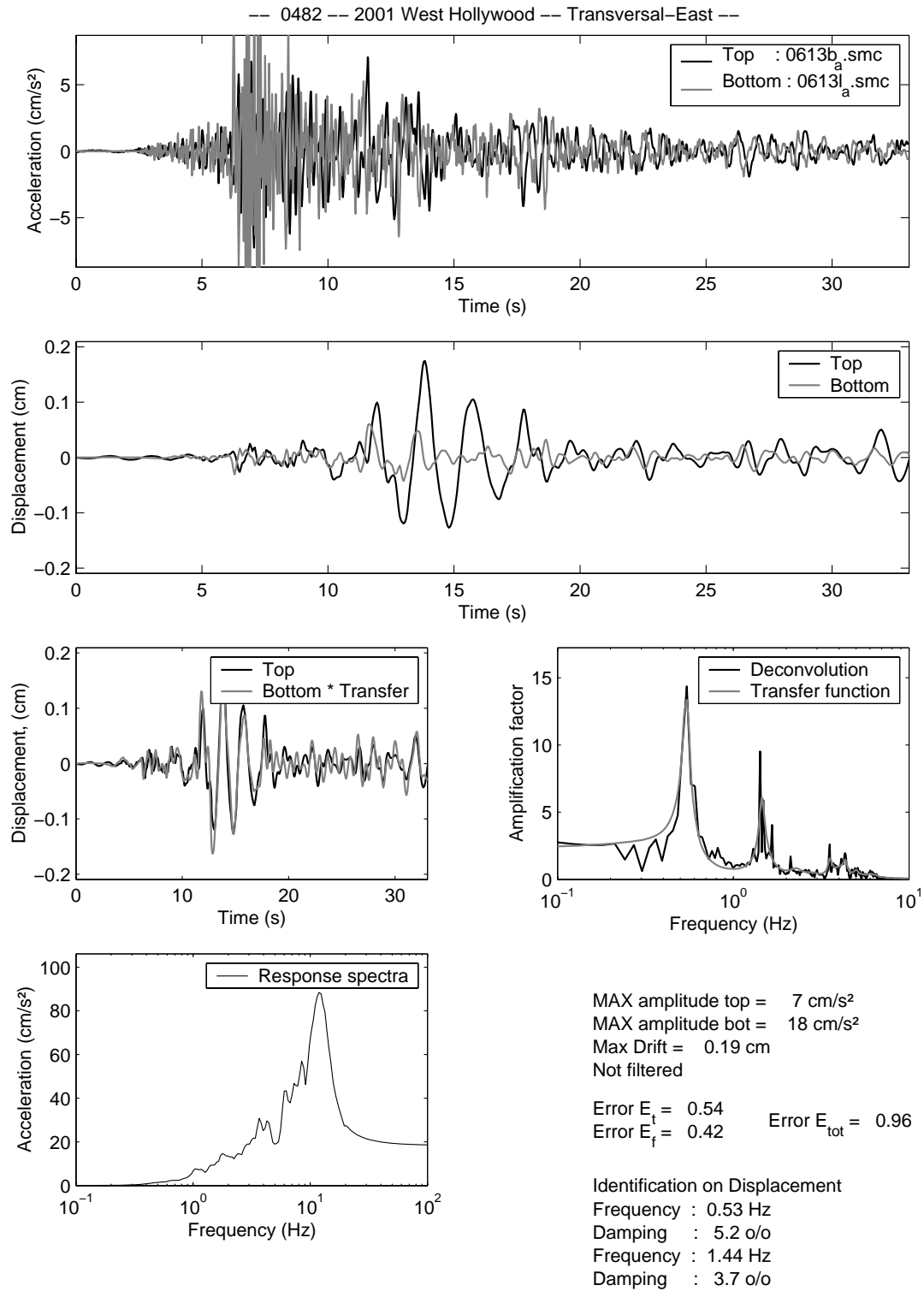


FIG. B.14 –

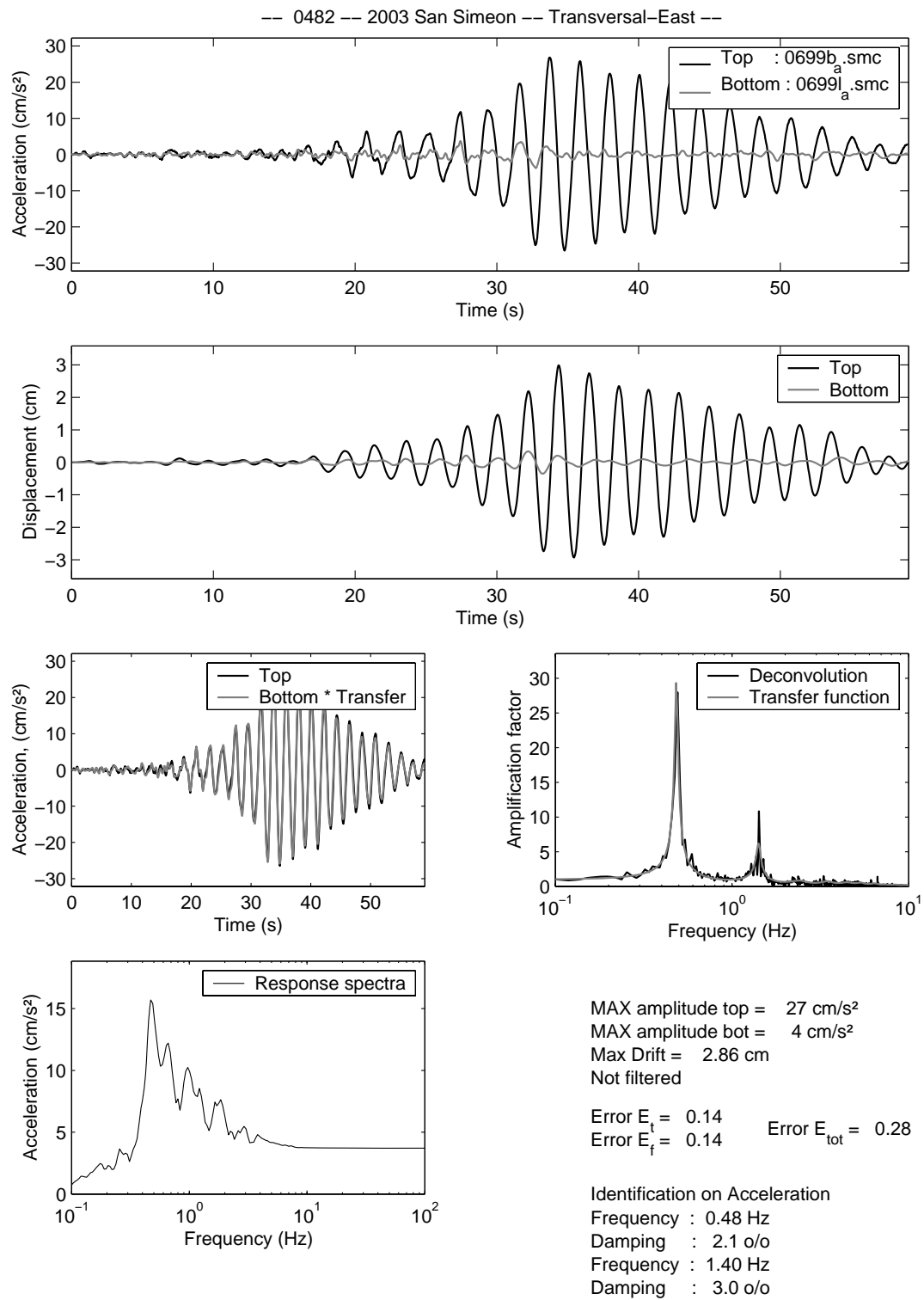


FIG. B.15 –

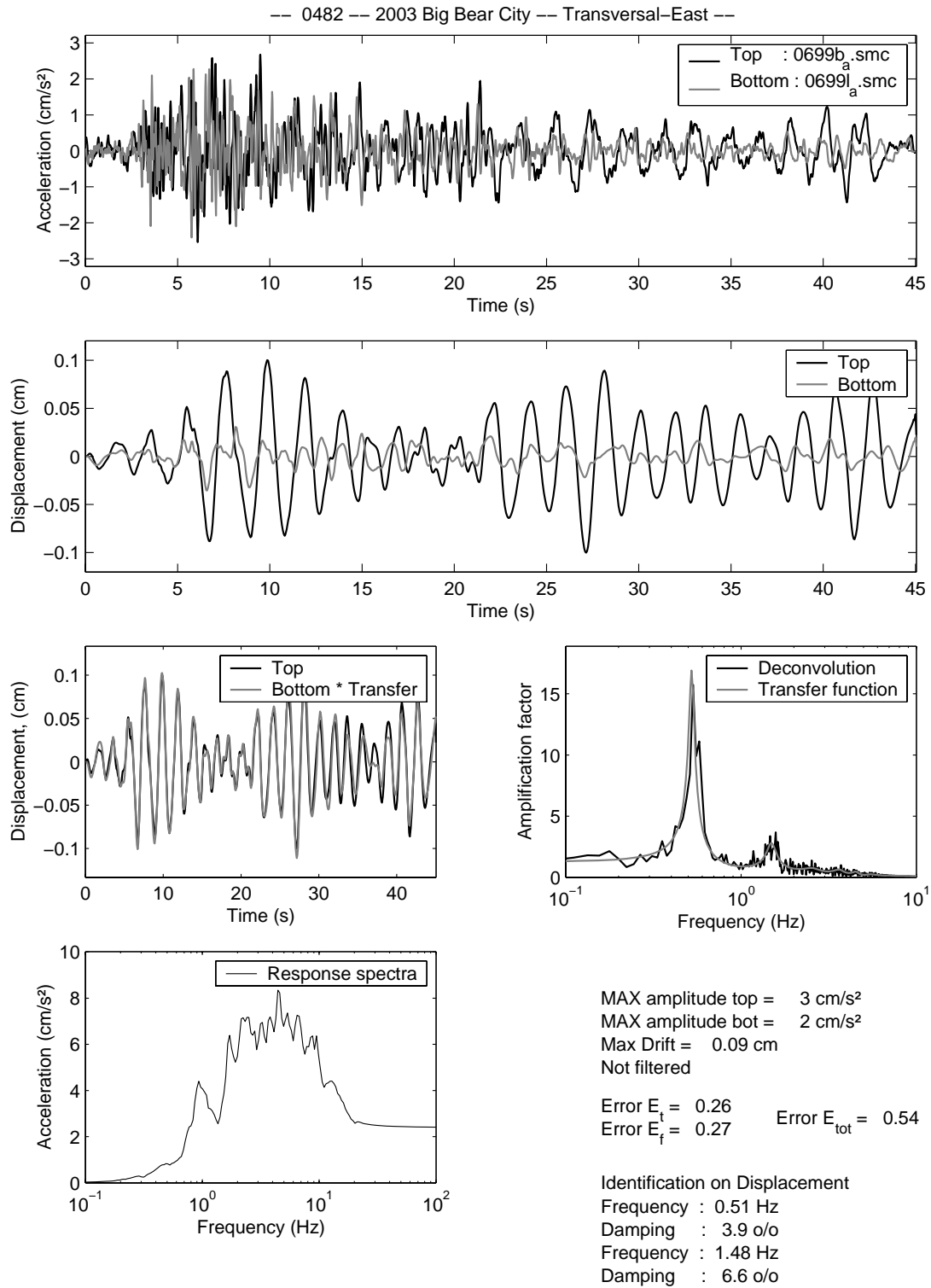


FIG. B.16 –

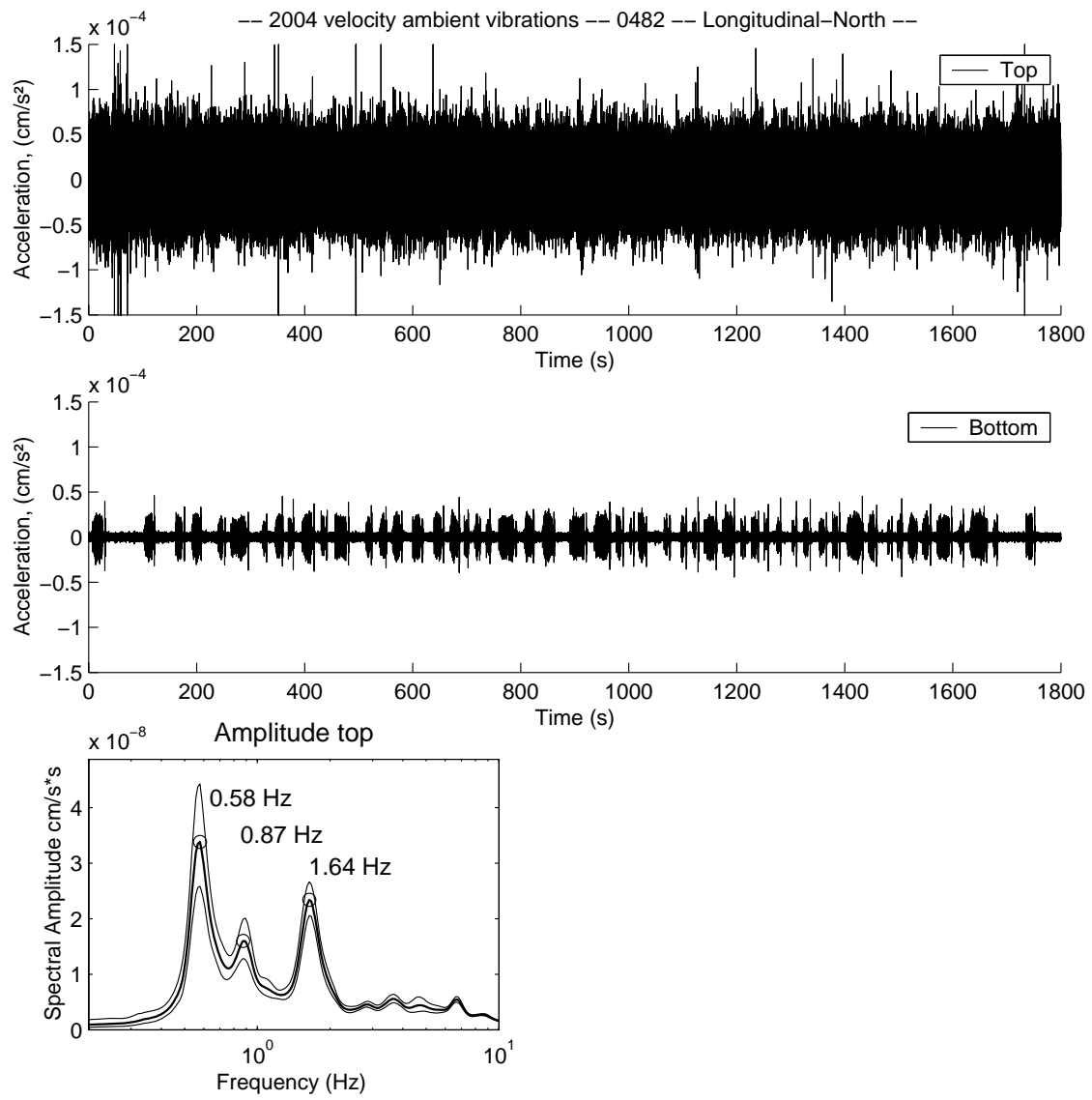


FIG. B.17 –

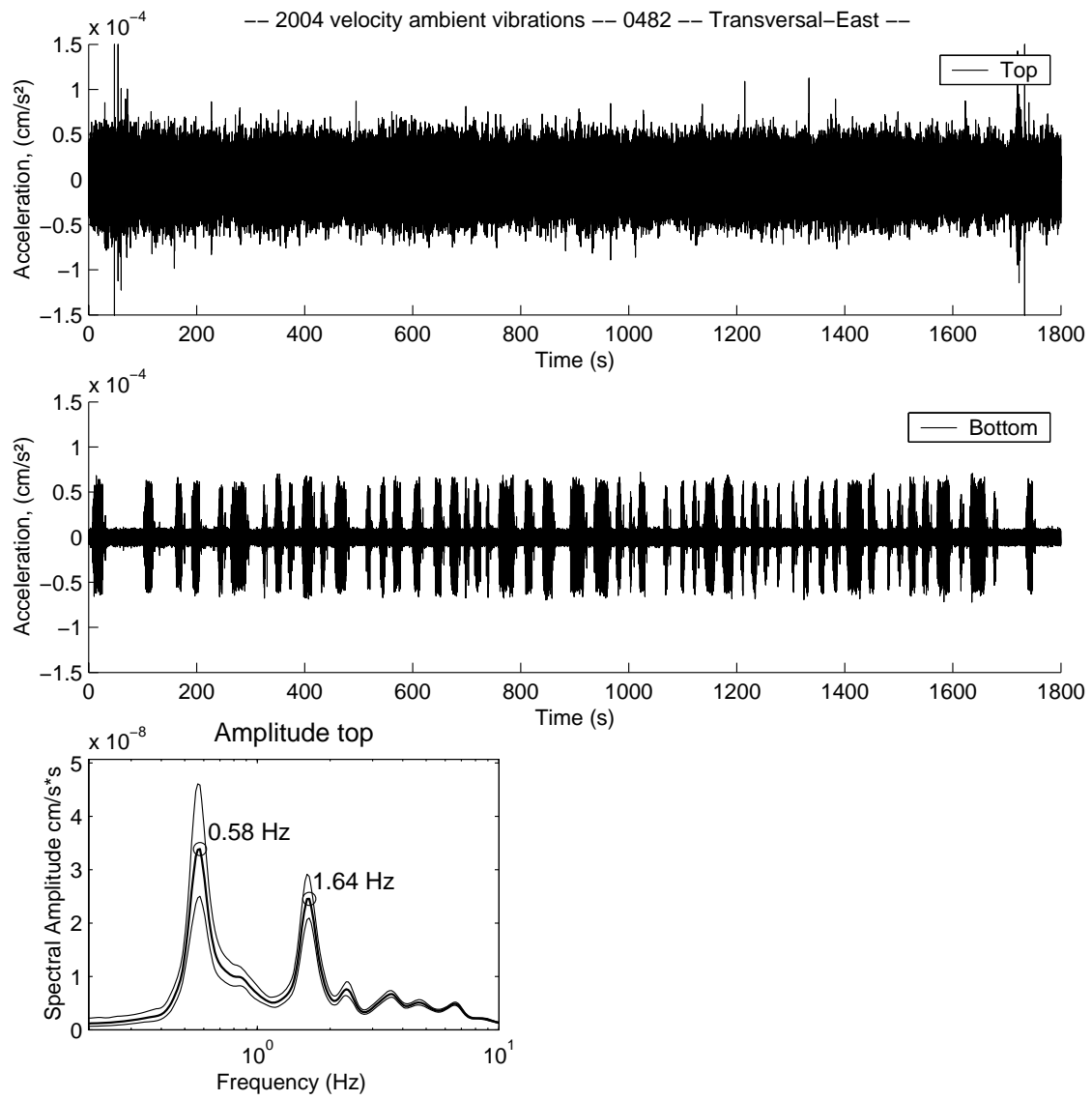


FIG. B.18 –

Annexe C

Identification for Millikan Library

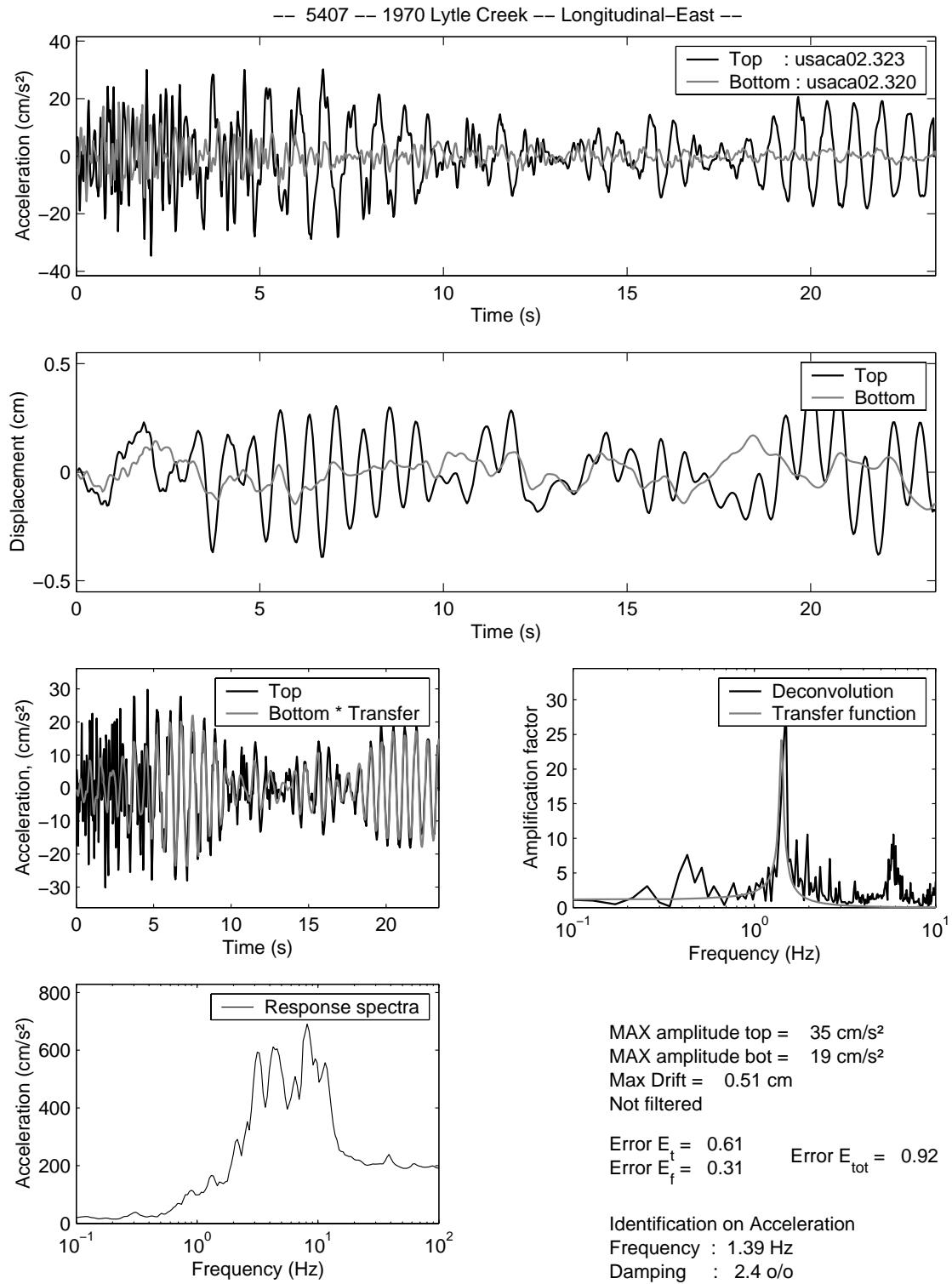


FIG. C.1 –

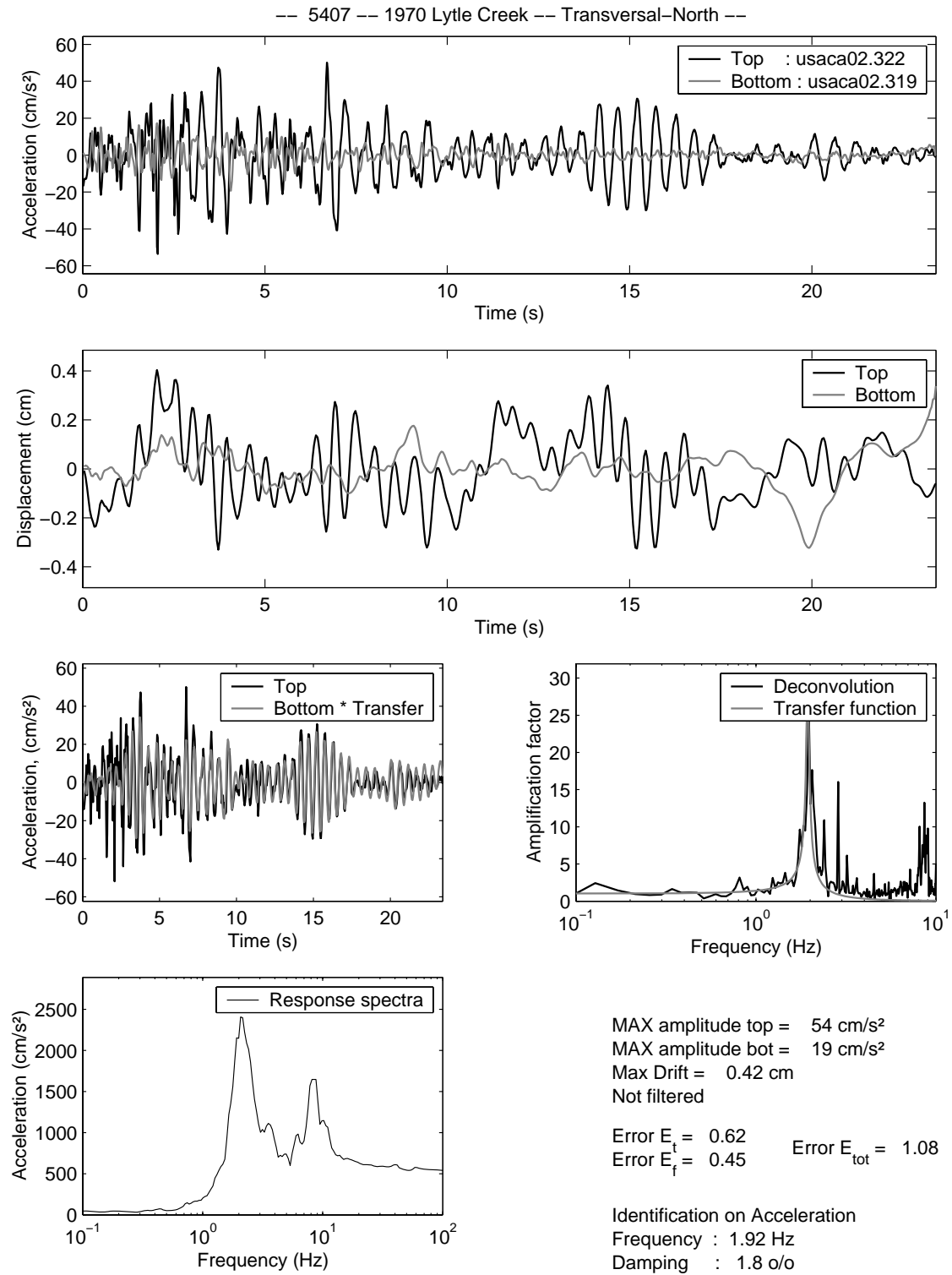


FIG. C.2 –

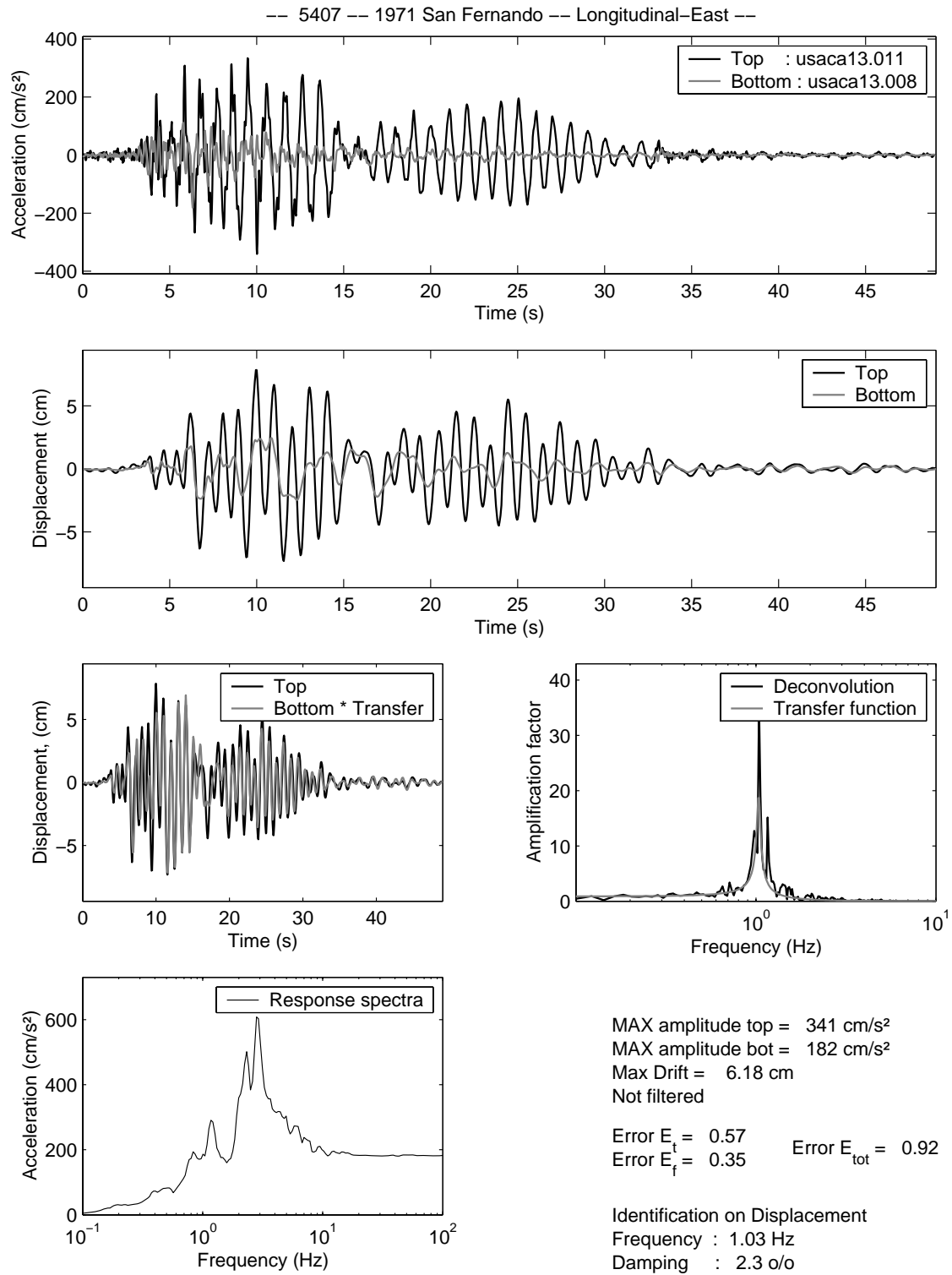


FIG. C.3 -

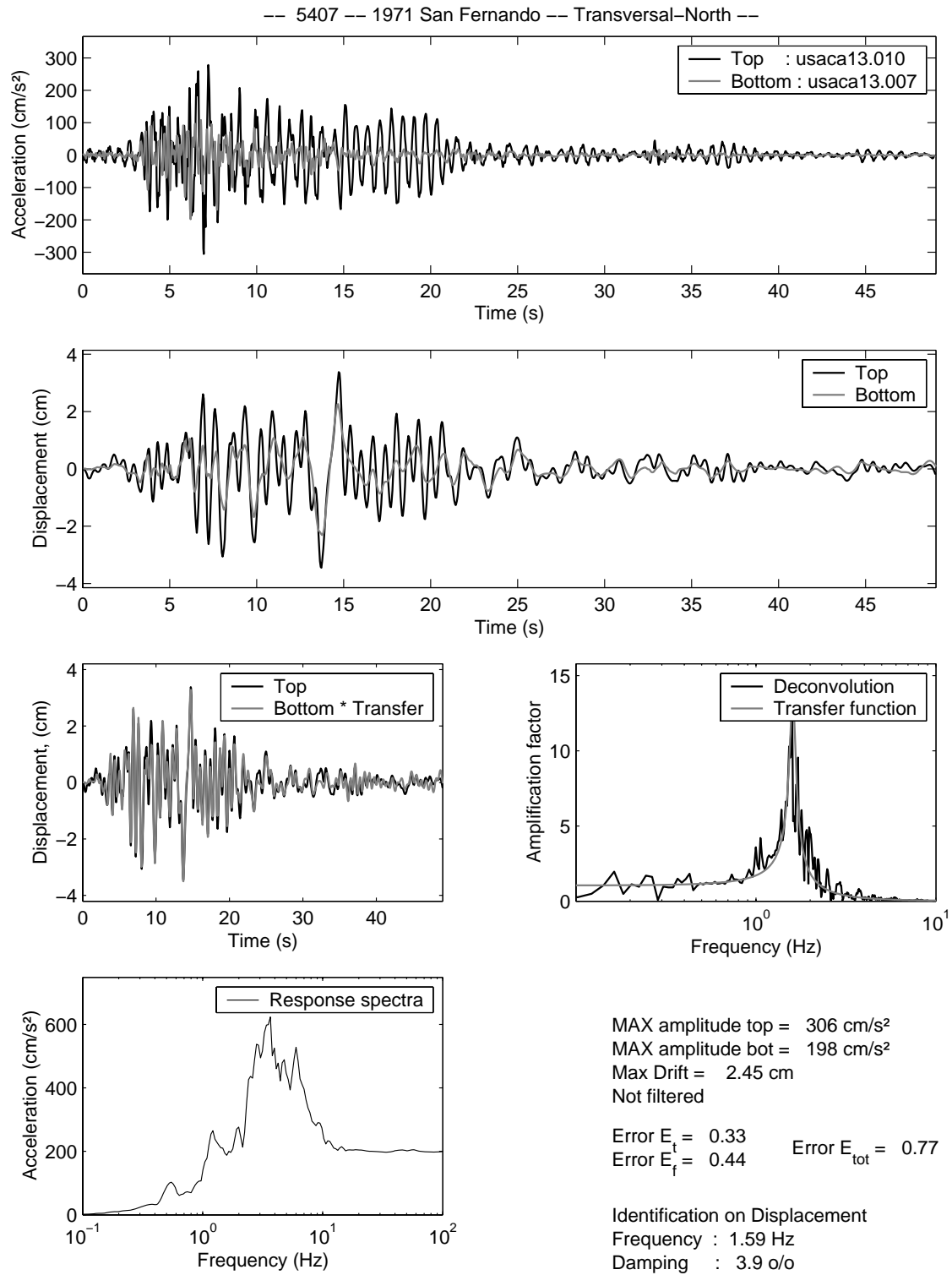


FIG. C.4 -

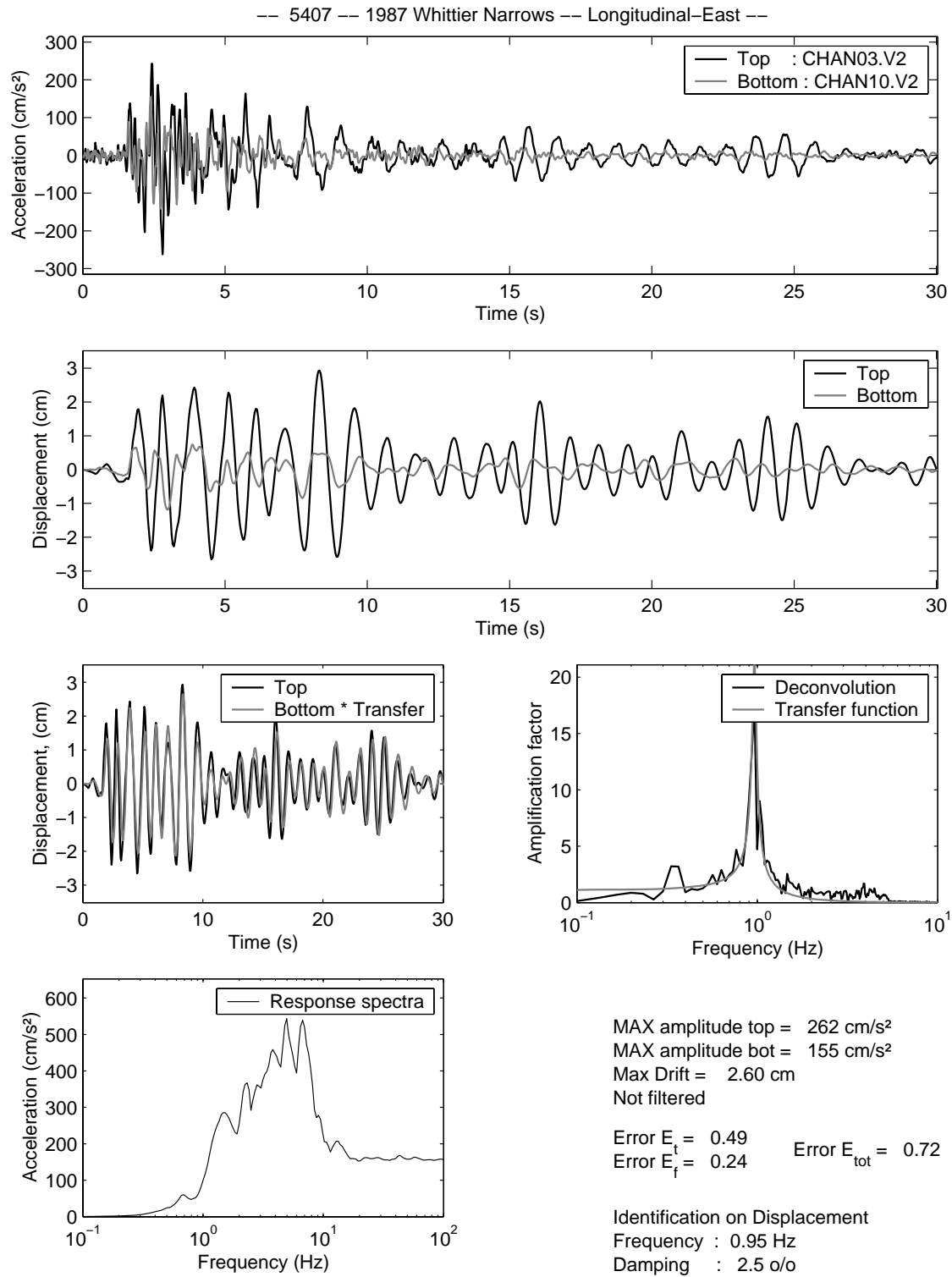


FIG. C.5 -

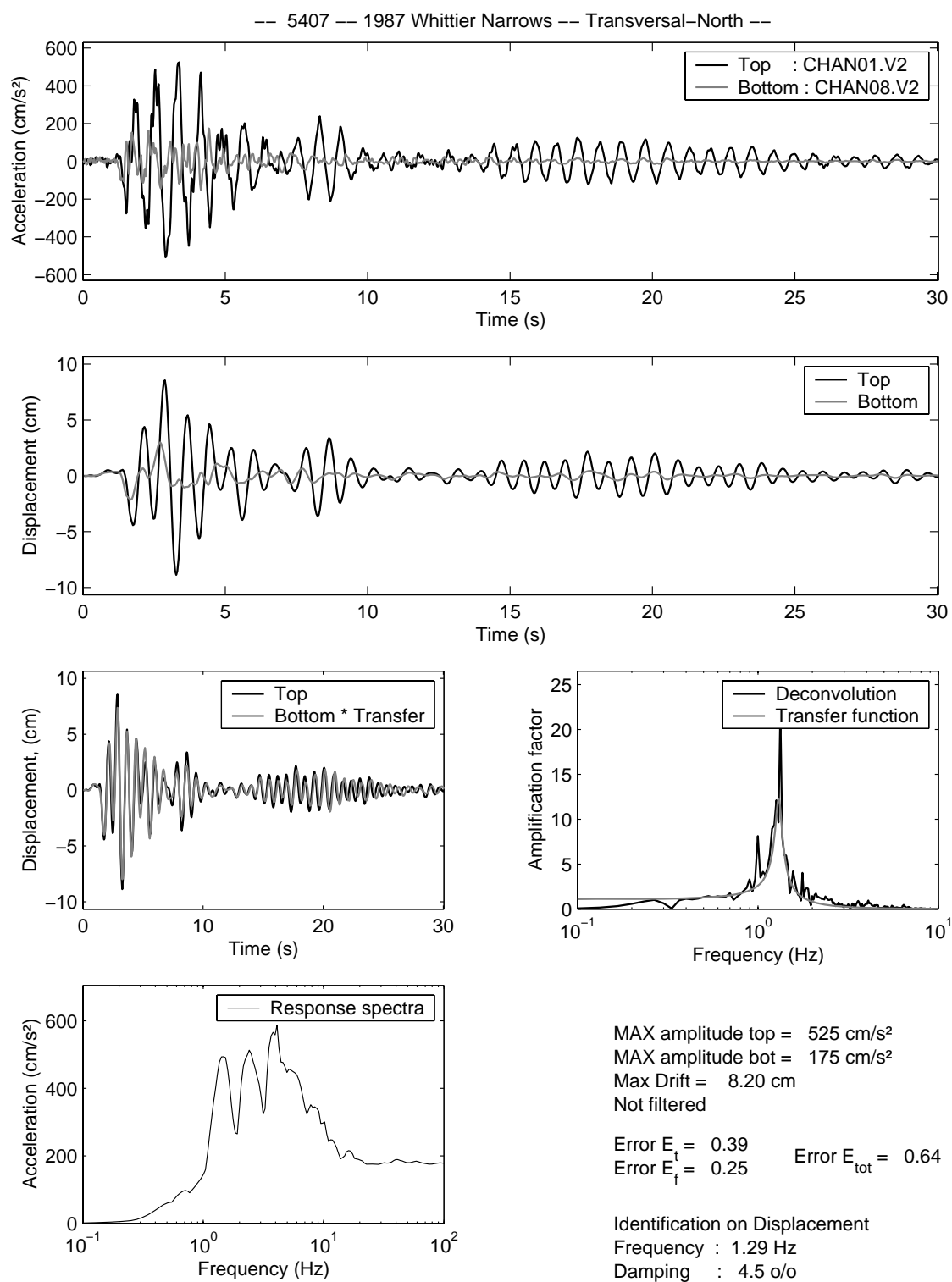


FIG. C.6 -

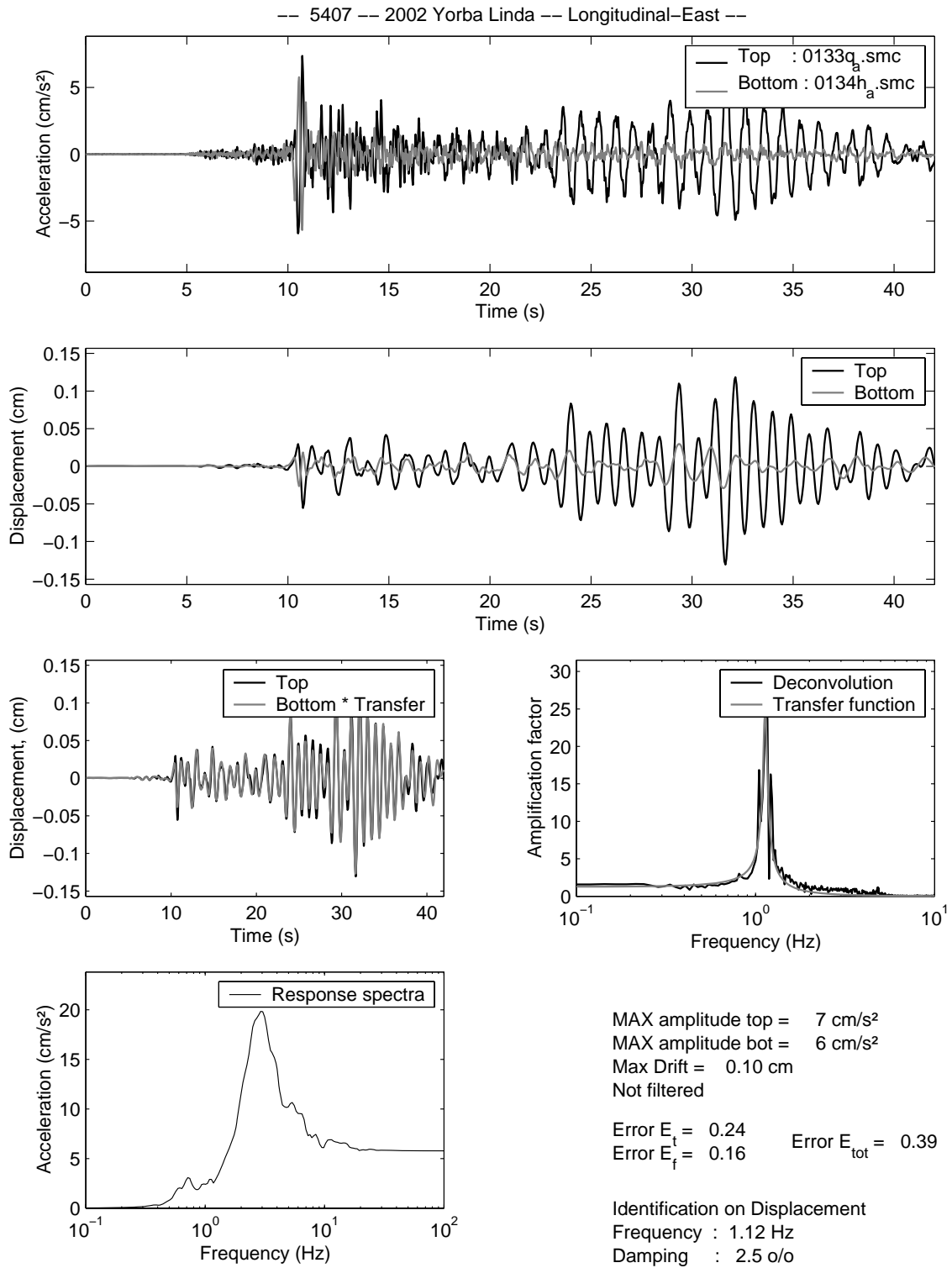


FIG. C.7 –

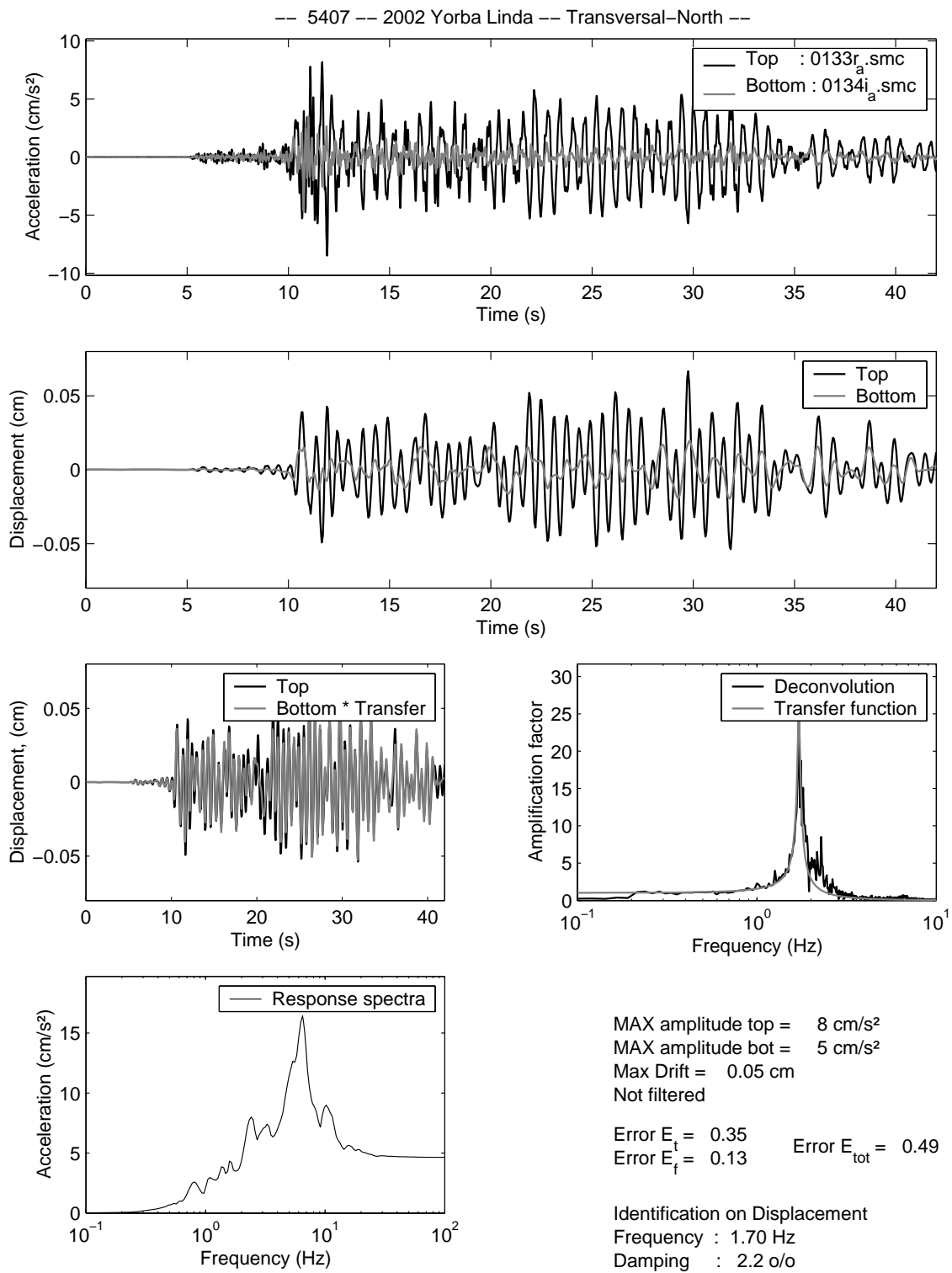


FIG. C.8 –

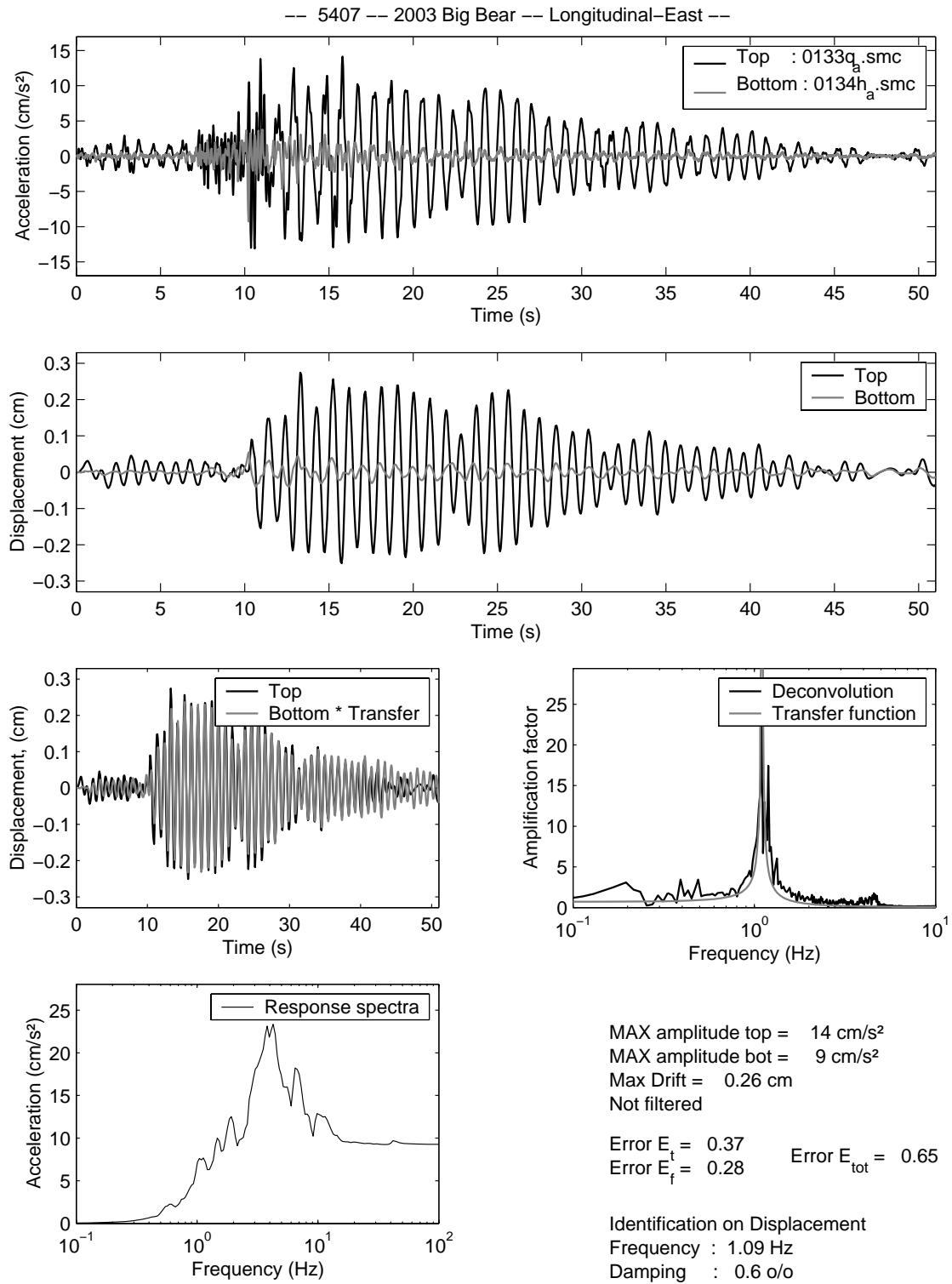


FIG. C.9 –

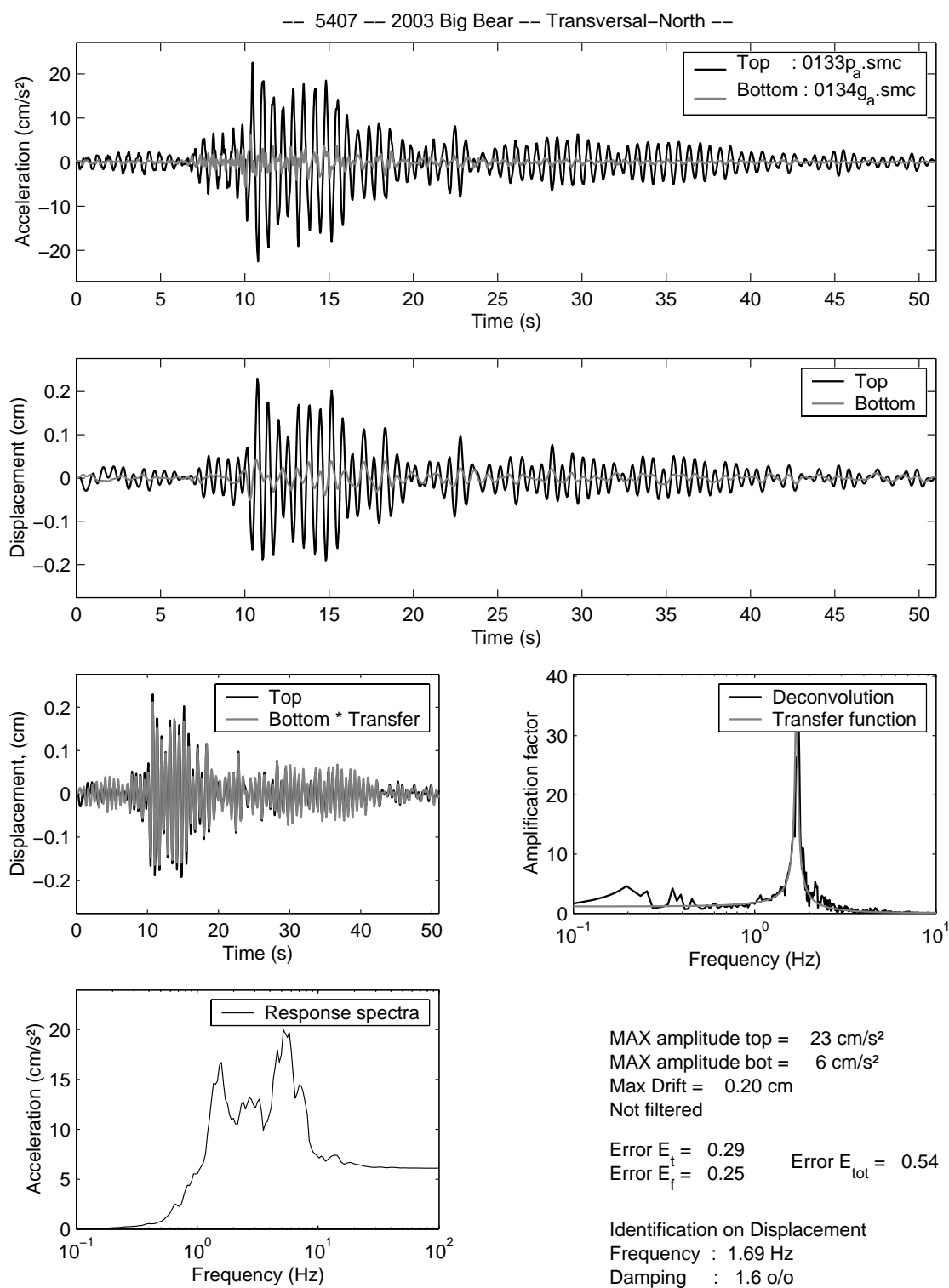


FIG. C.10 –

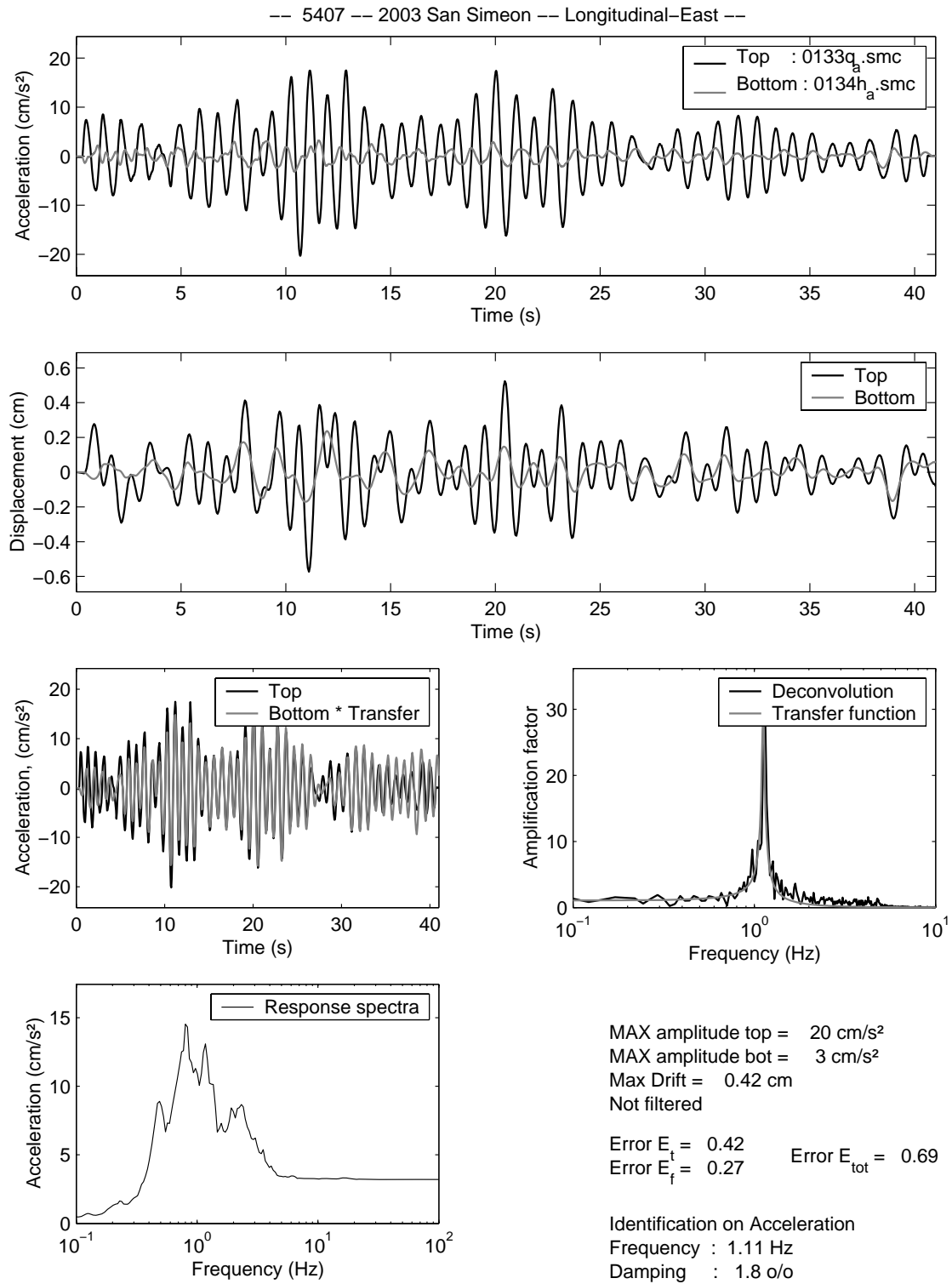


FIG. C.11 –

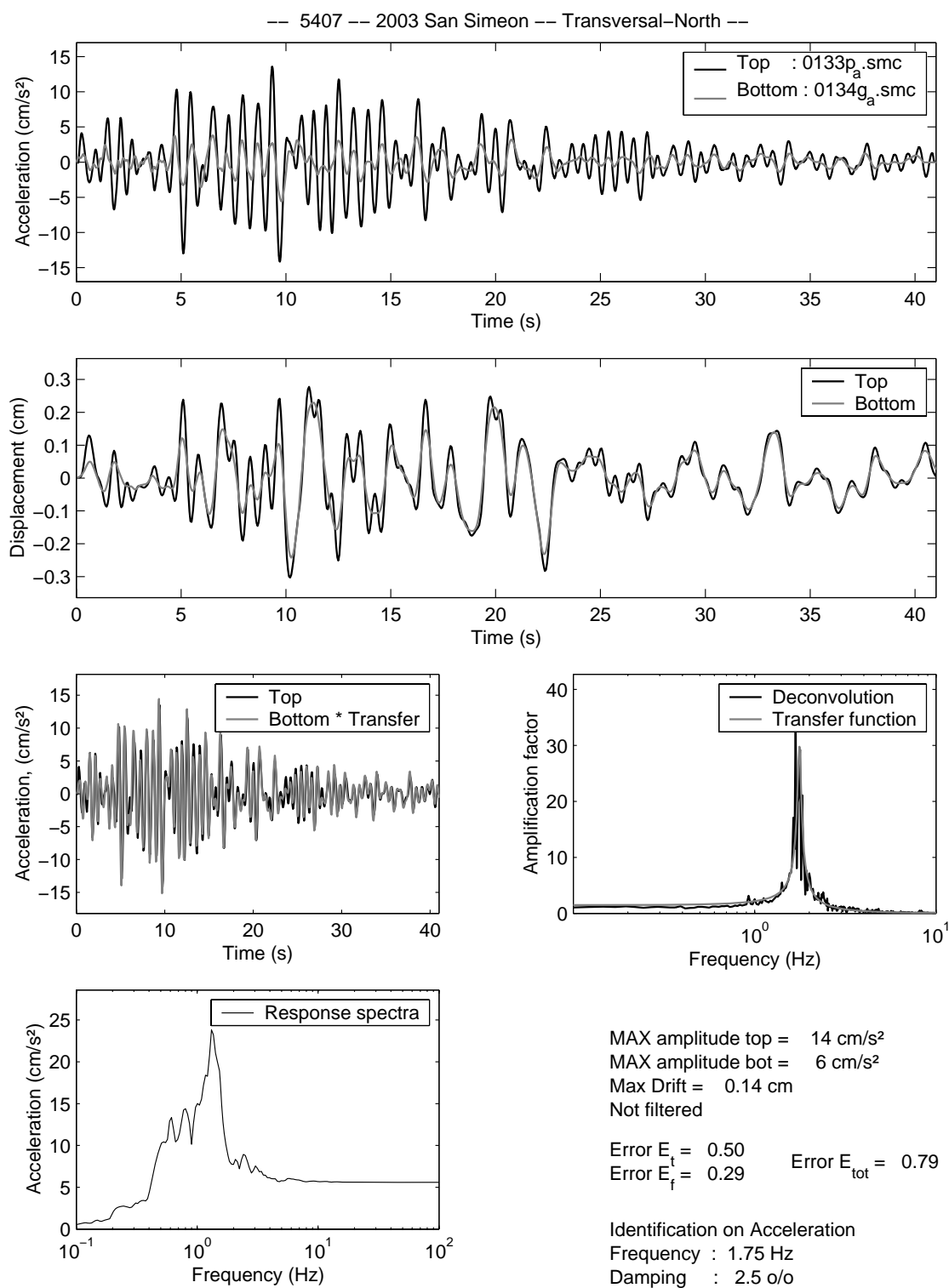


FIG. C.12 –

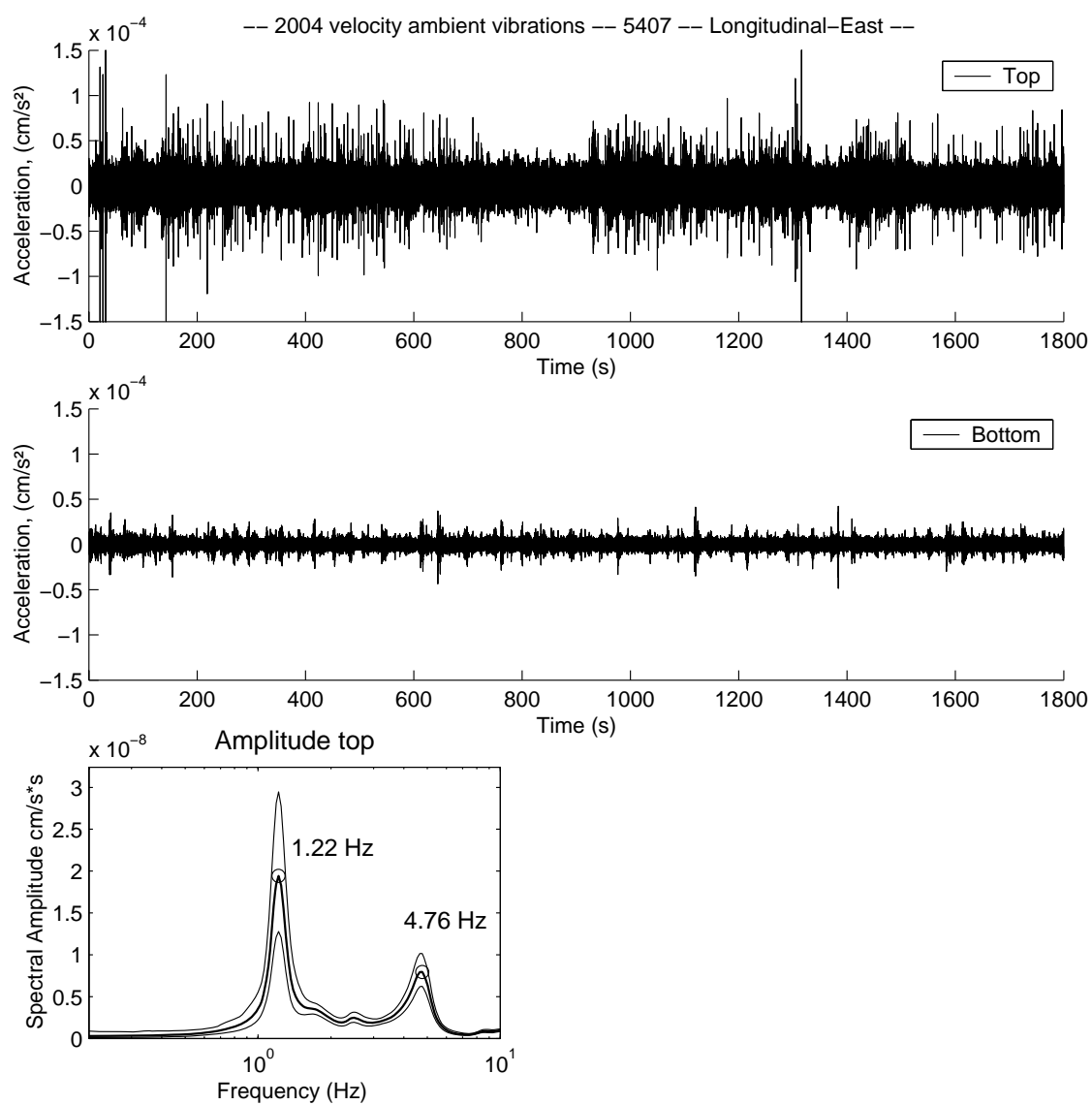


FIG. C.13 –

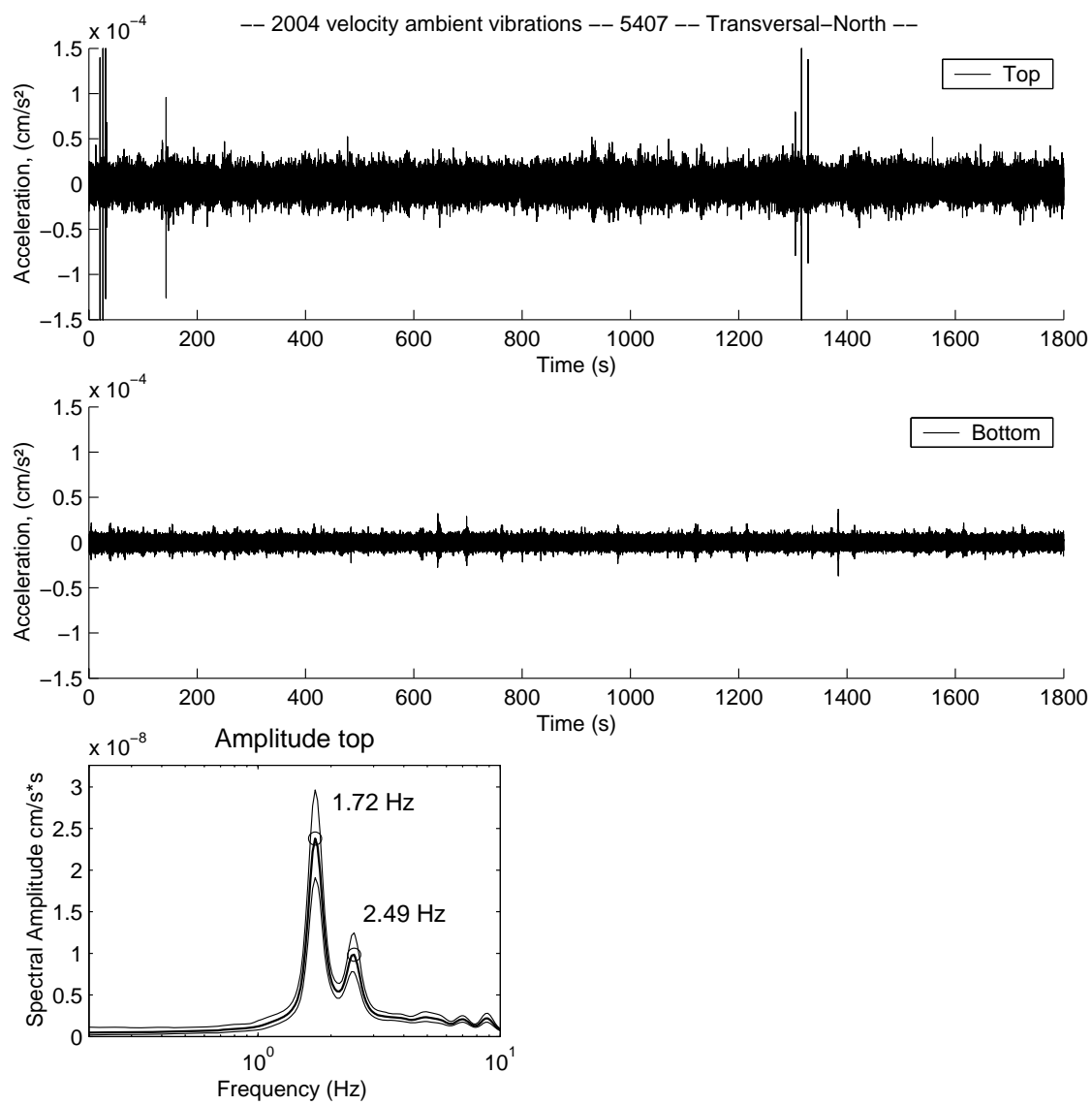


FIG. C.14 –

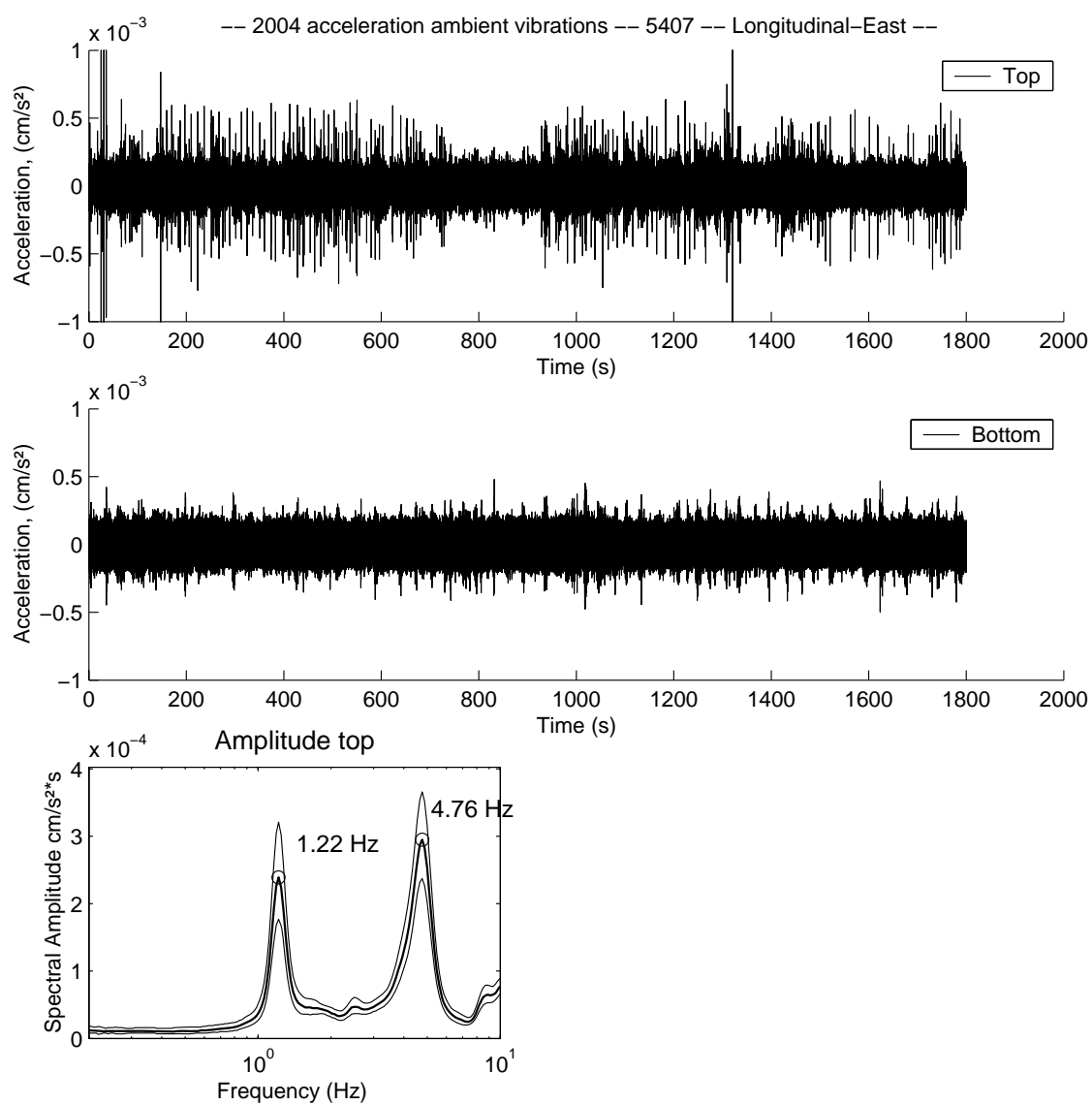


FIG. C.15 –

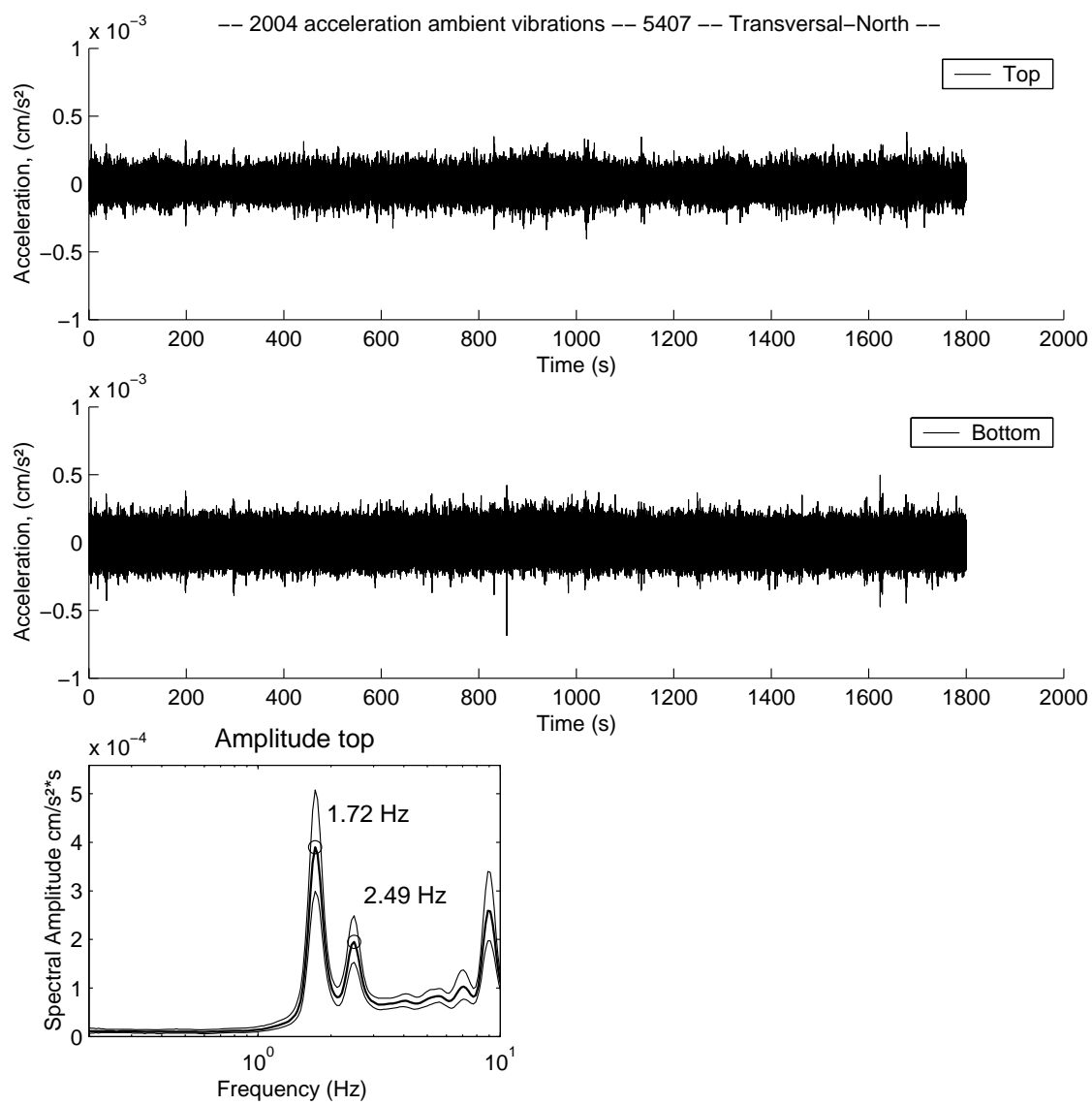


FIG. C.16 –

Annexe D

Identification for Steel buildings

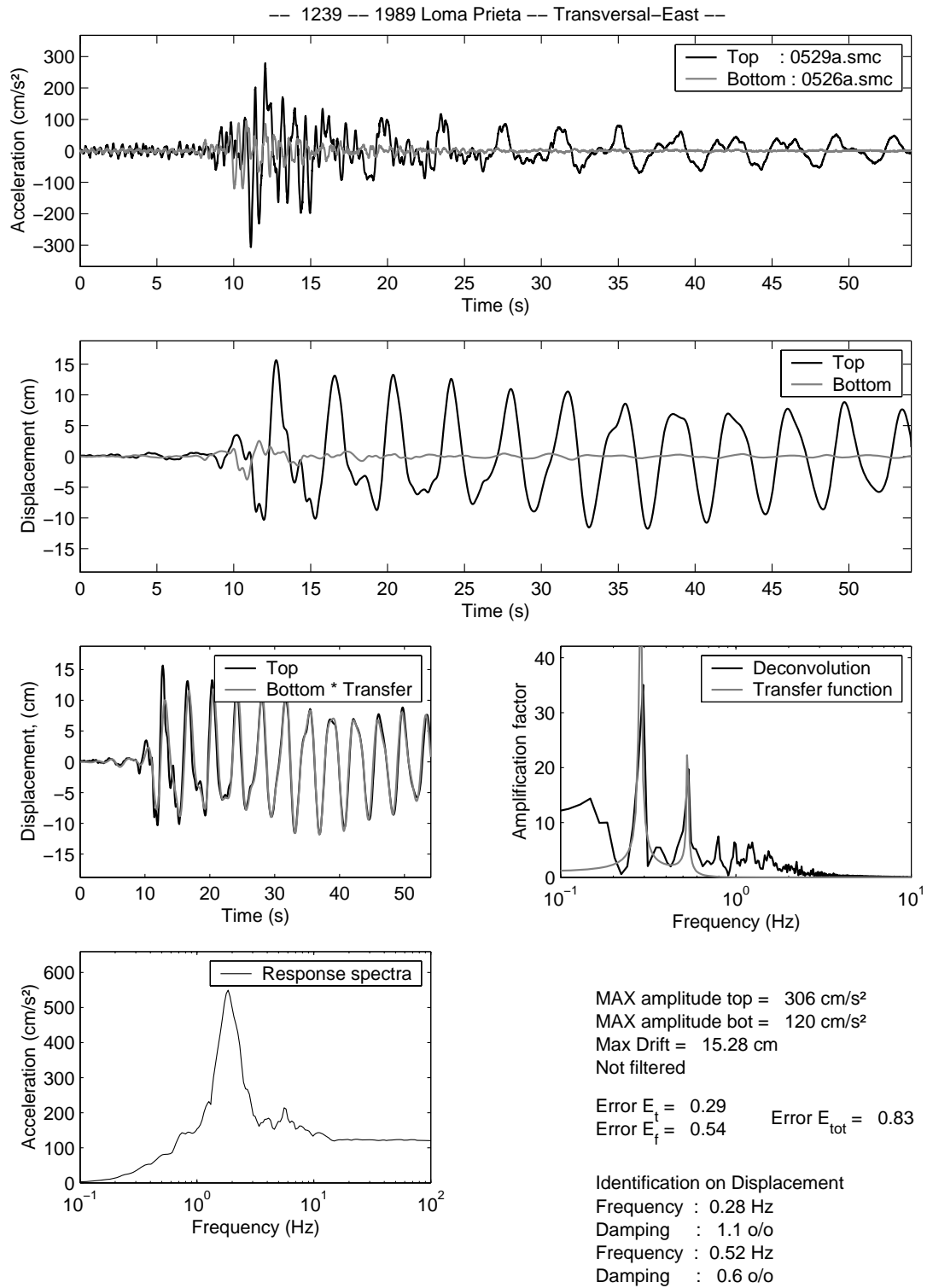


FIG. D.1 –

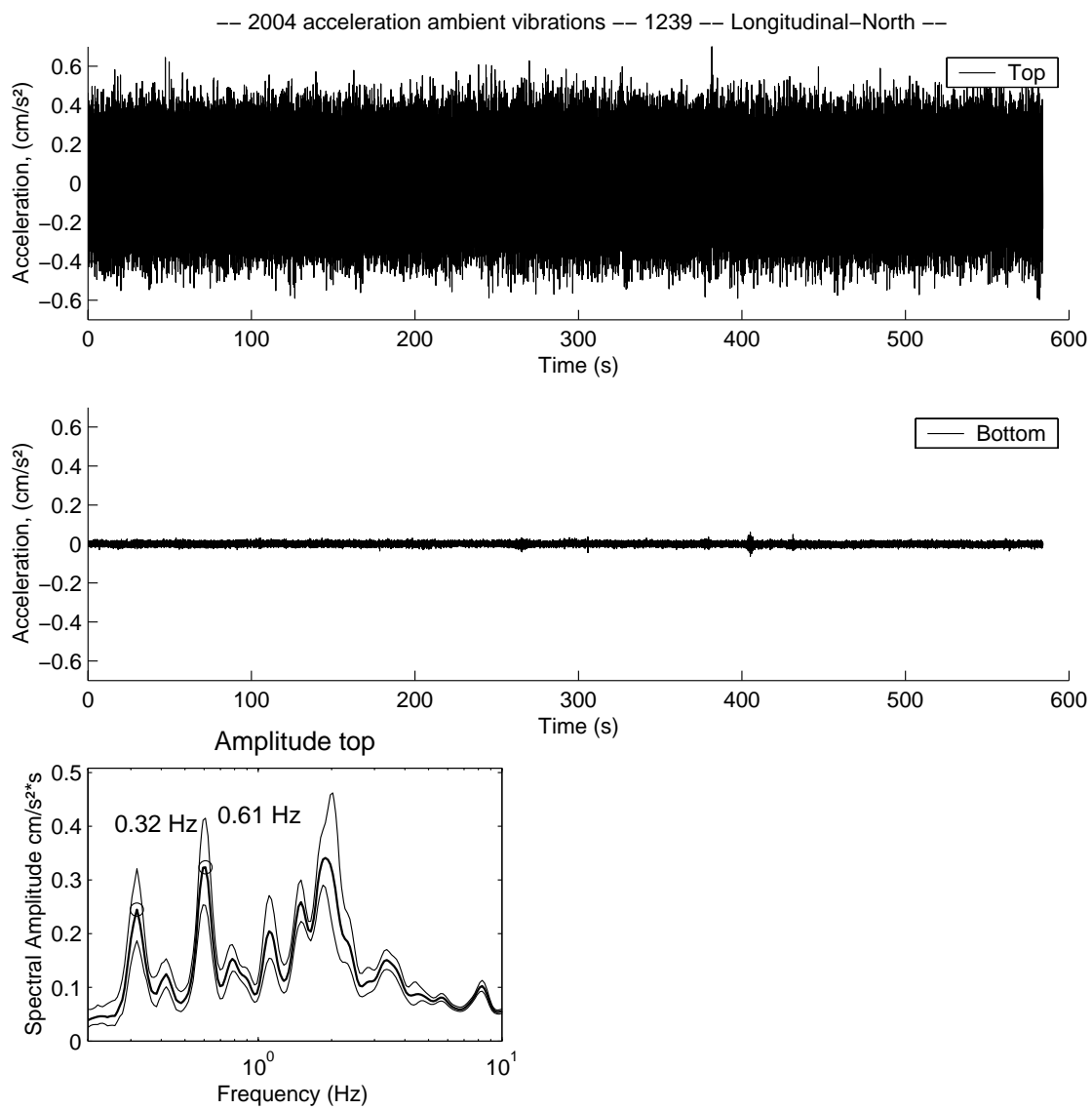


FIG. D.2 –

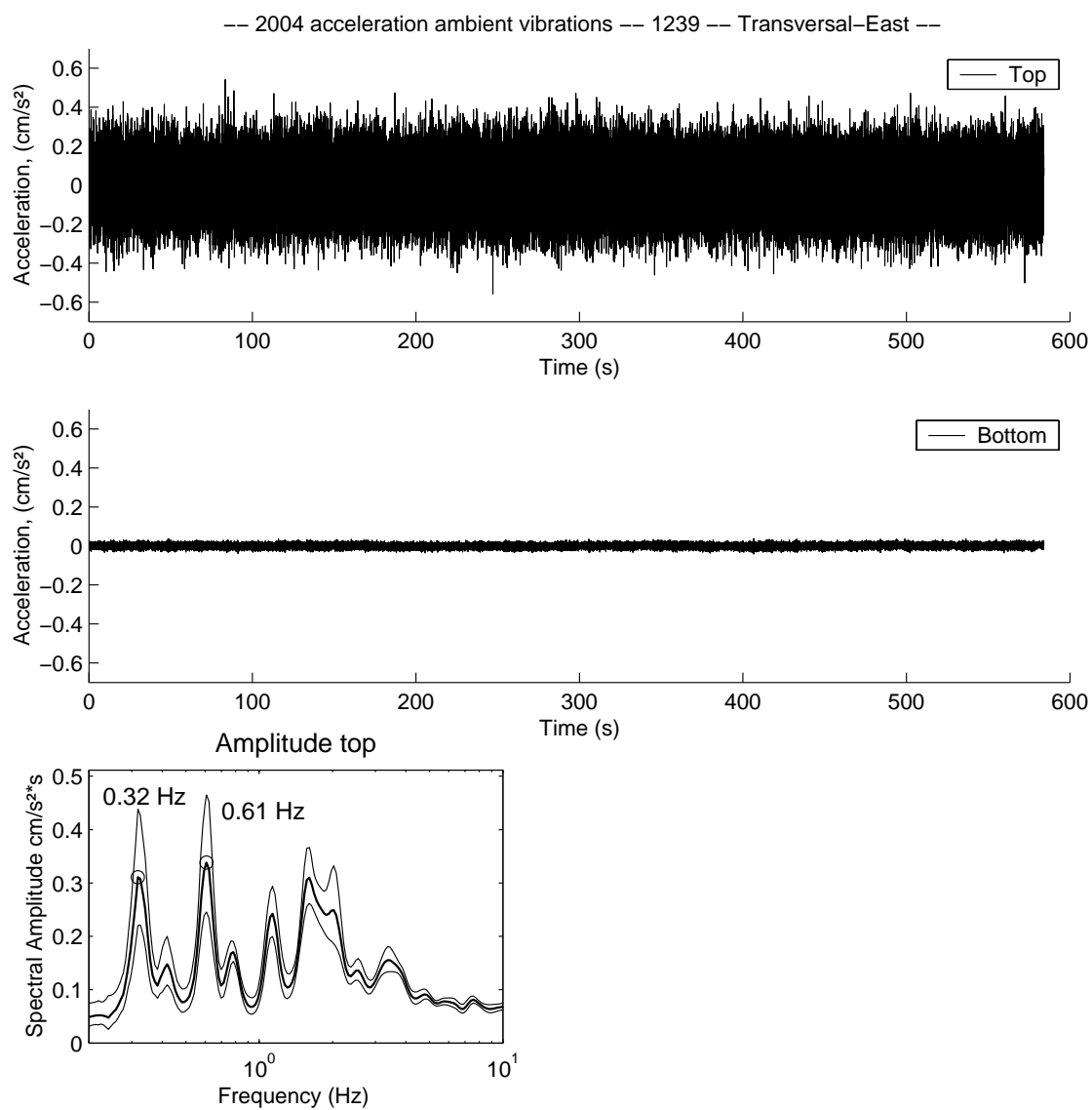


FIG. D.3 –

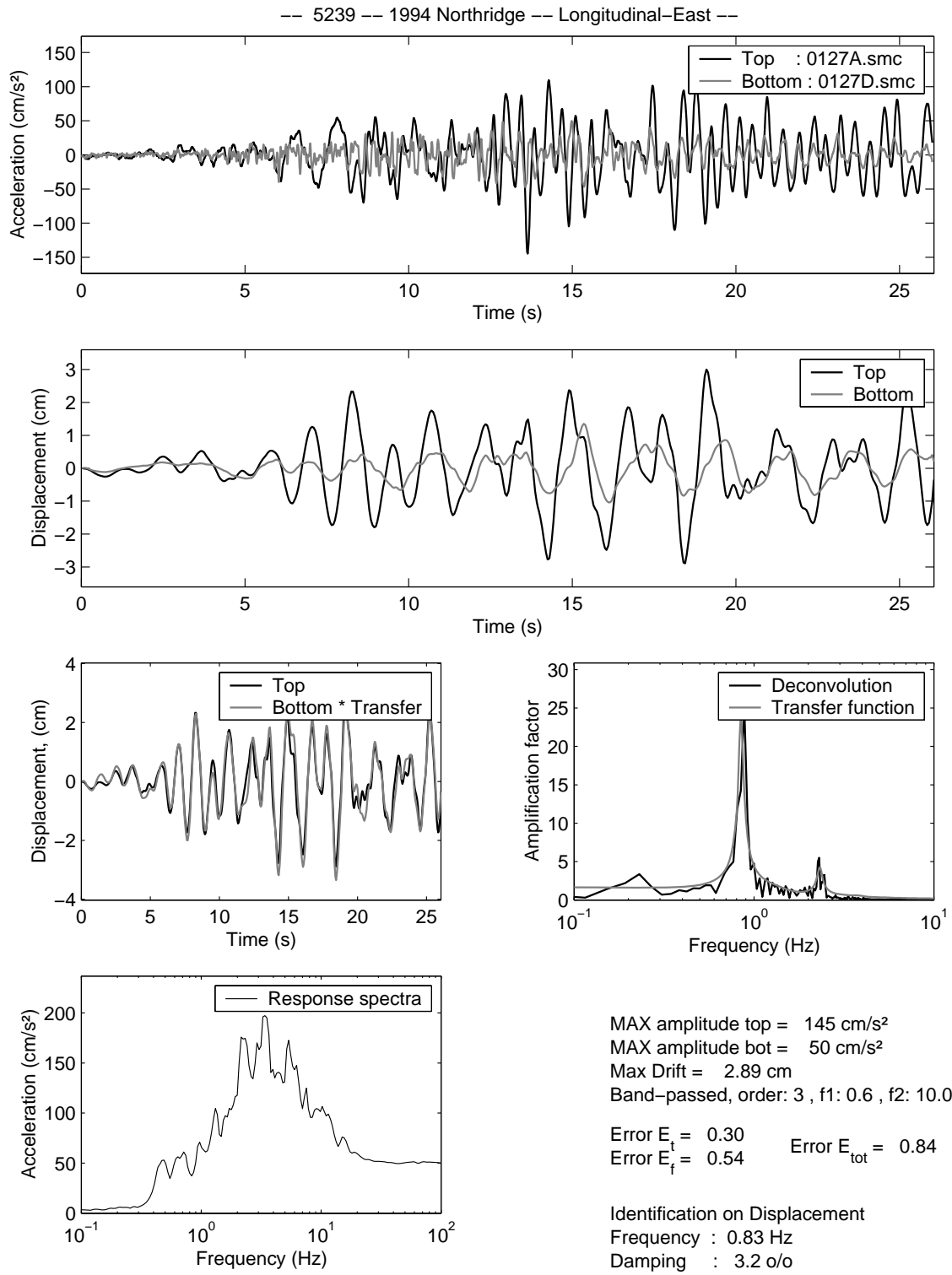


FIG. D.4 –

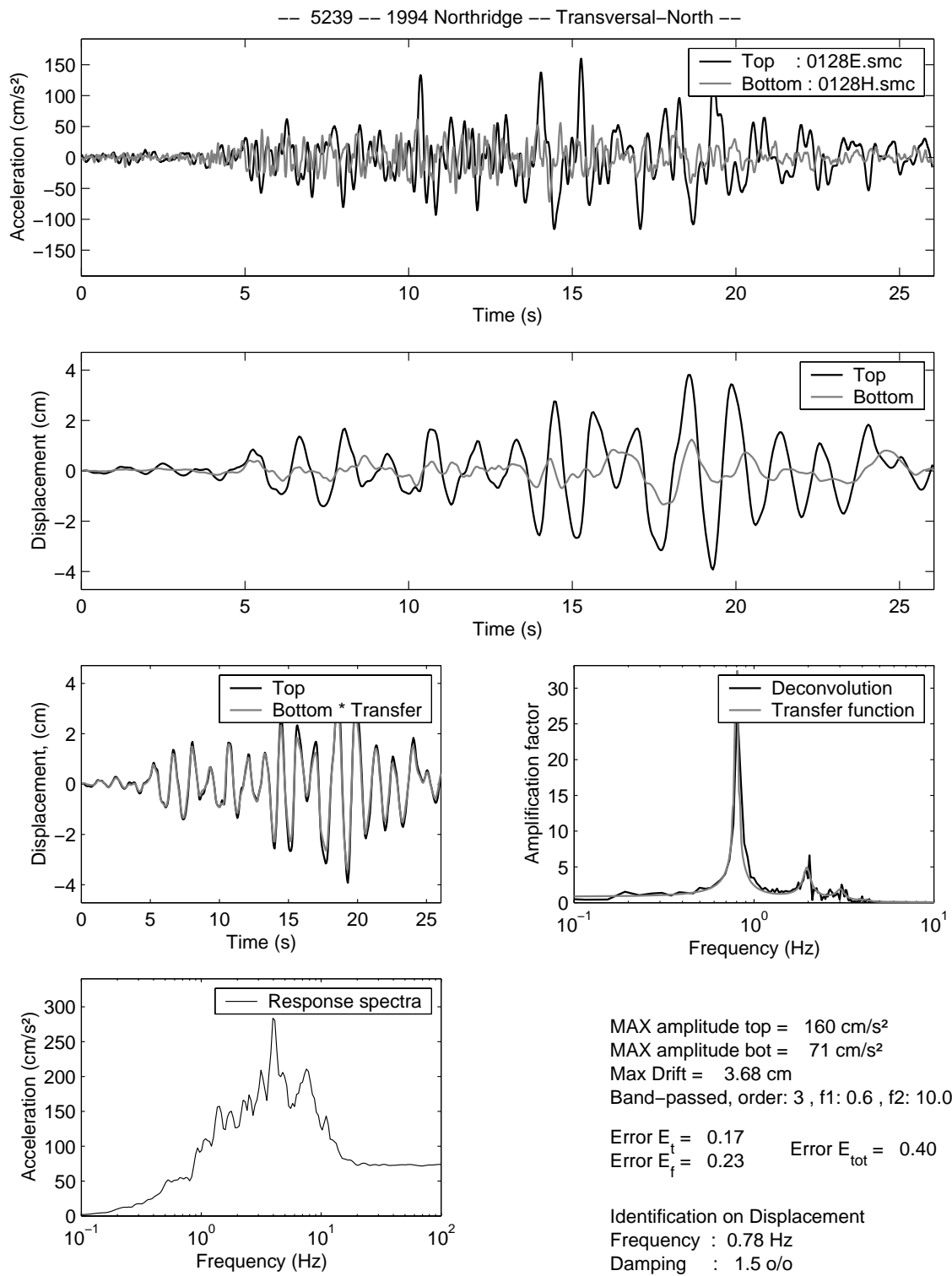


FIG. D.5 -

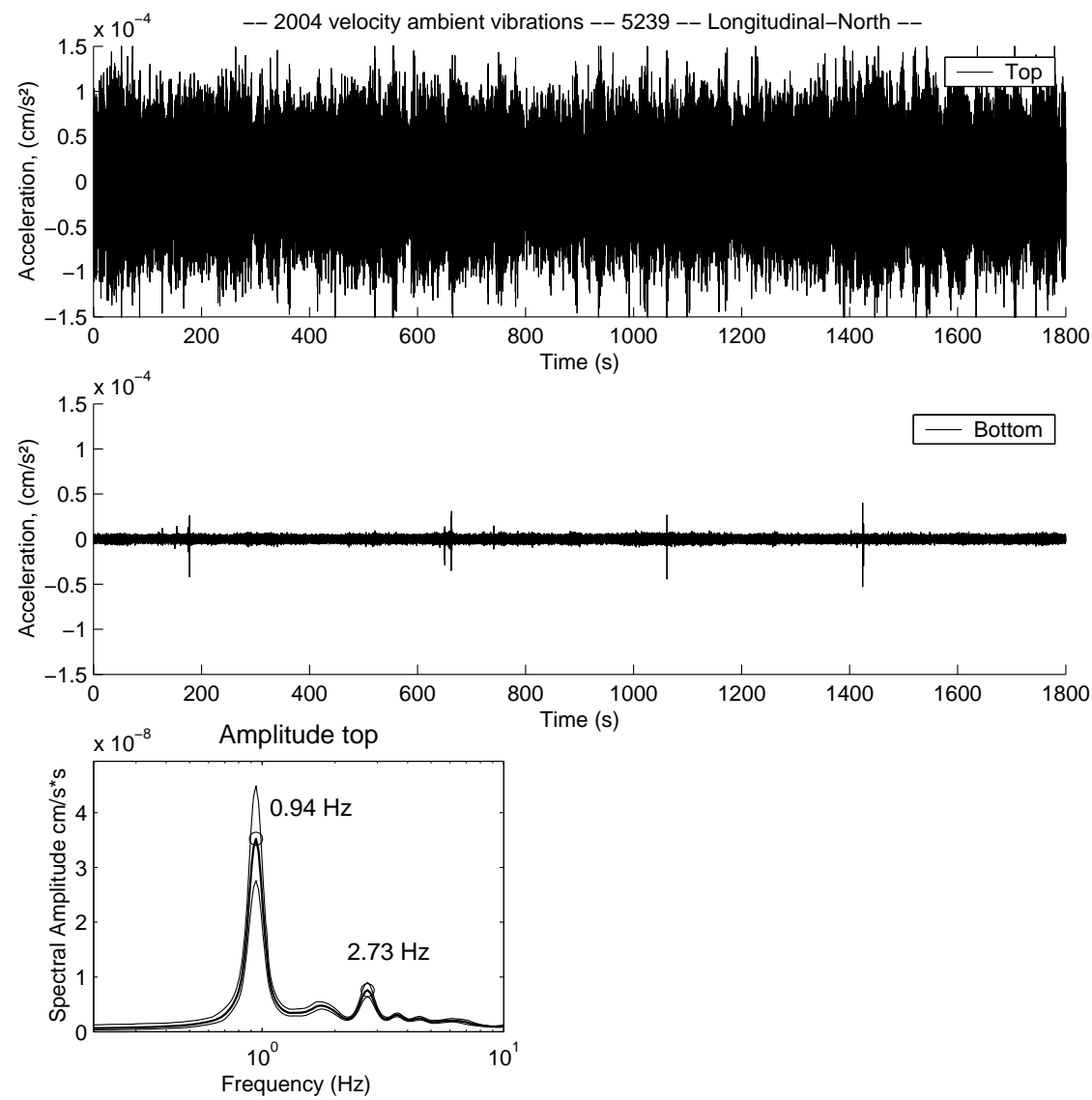


FIG. D.6 –

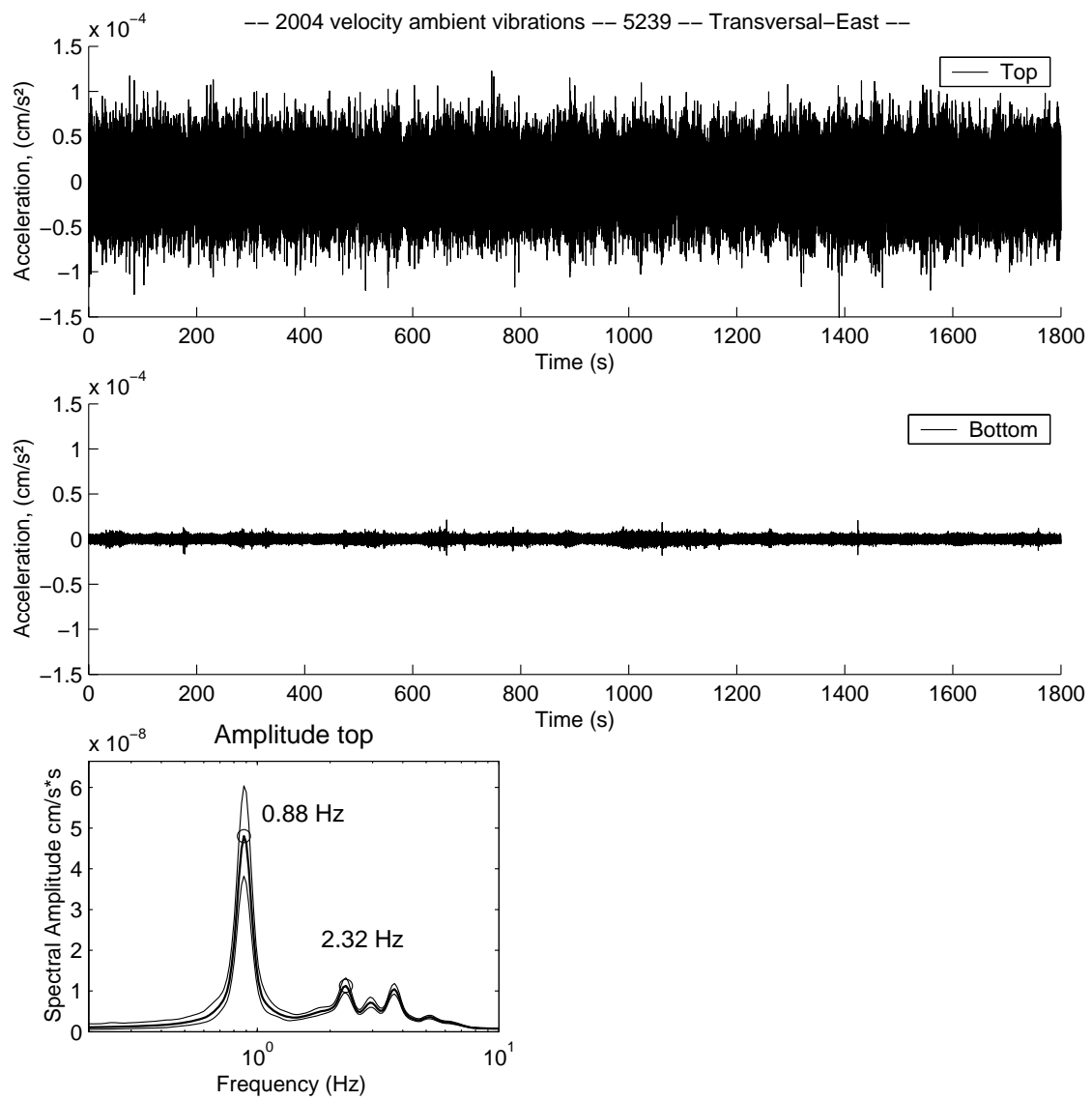


FIG. D.7 –

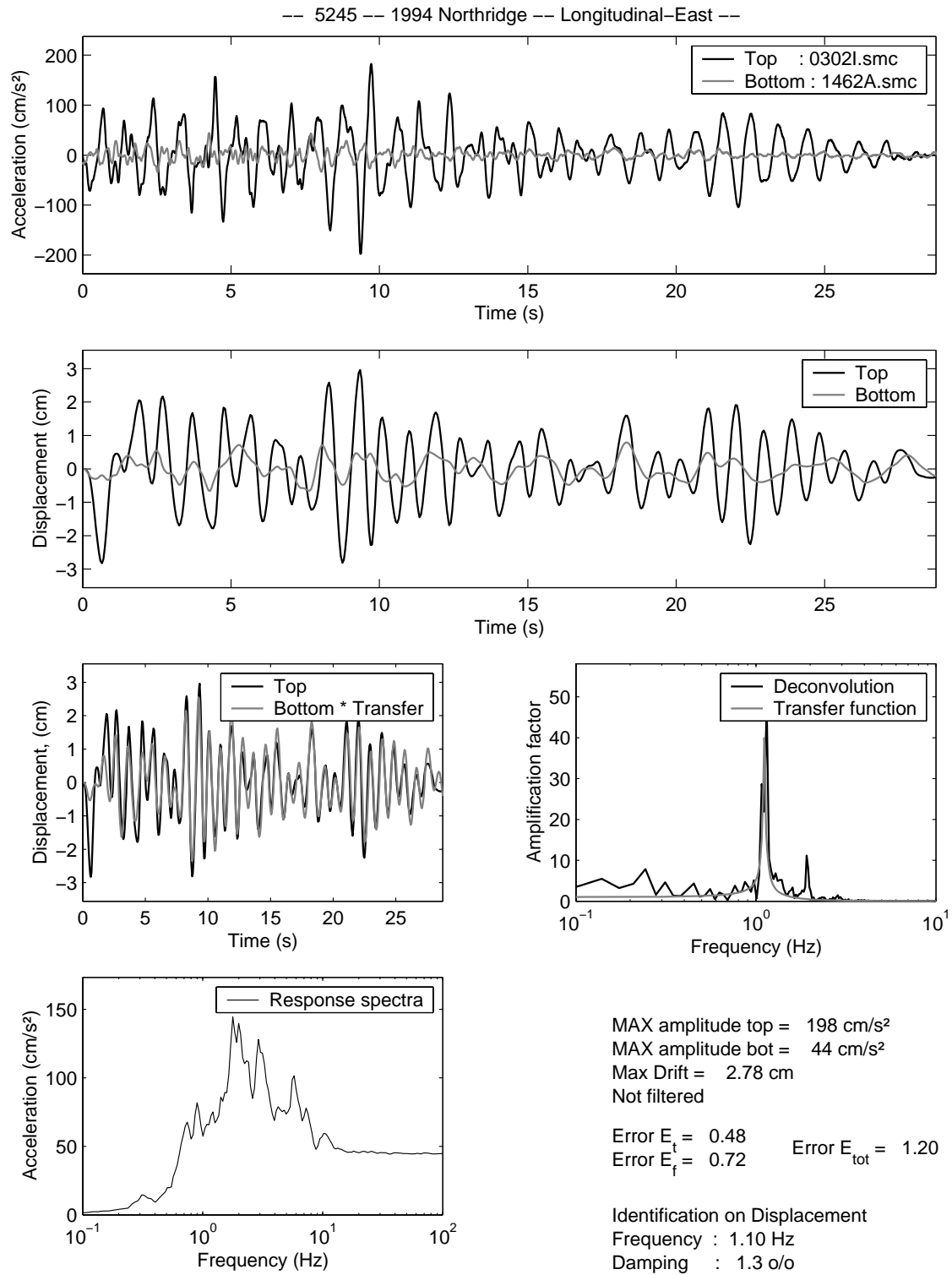


FIG. D.8 –

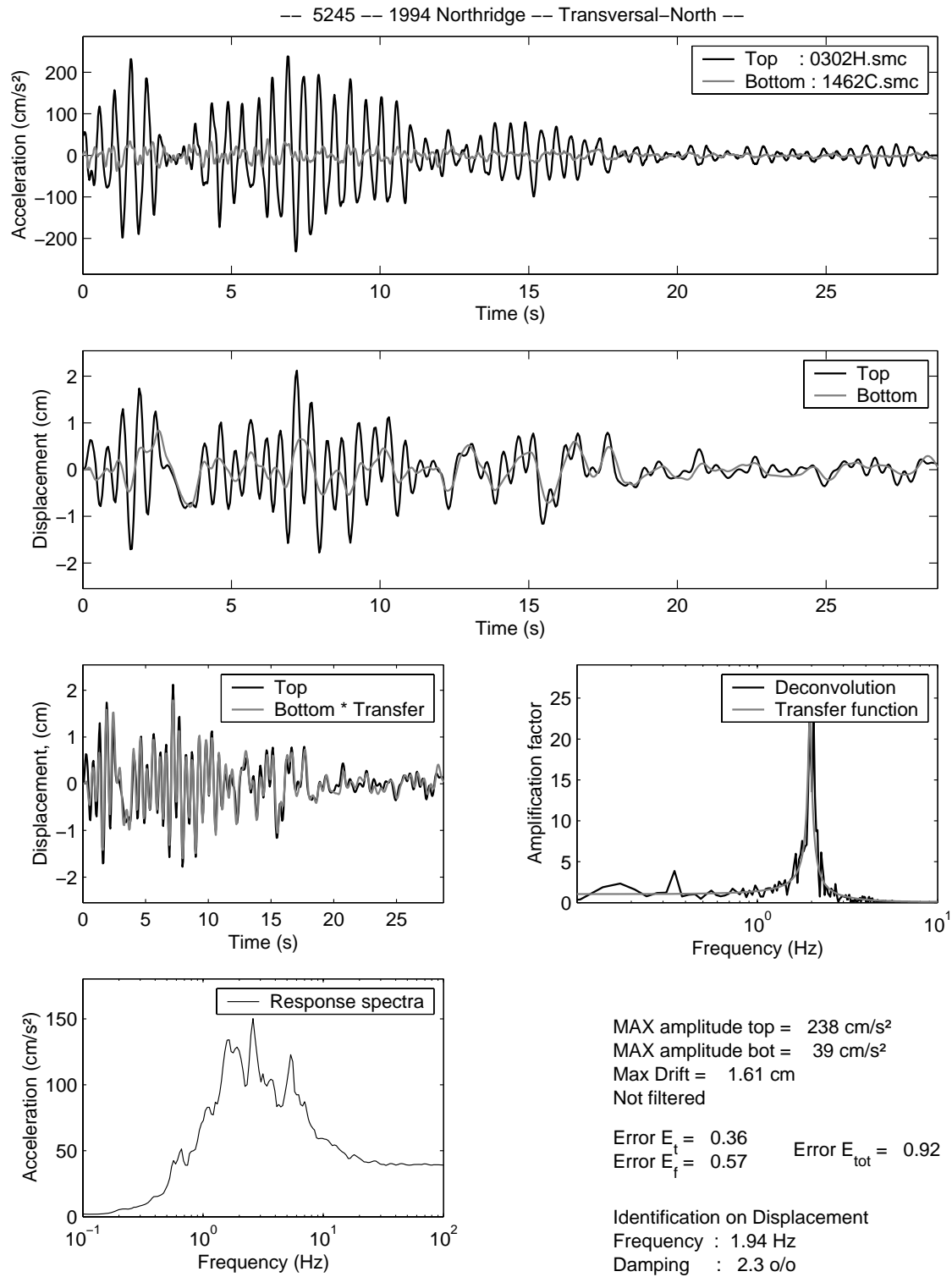


FIG. D.9 –

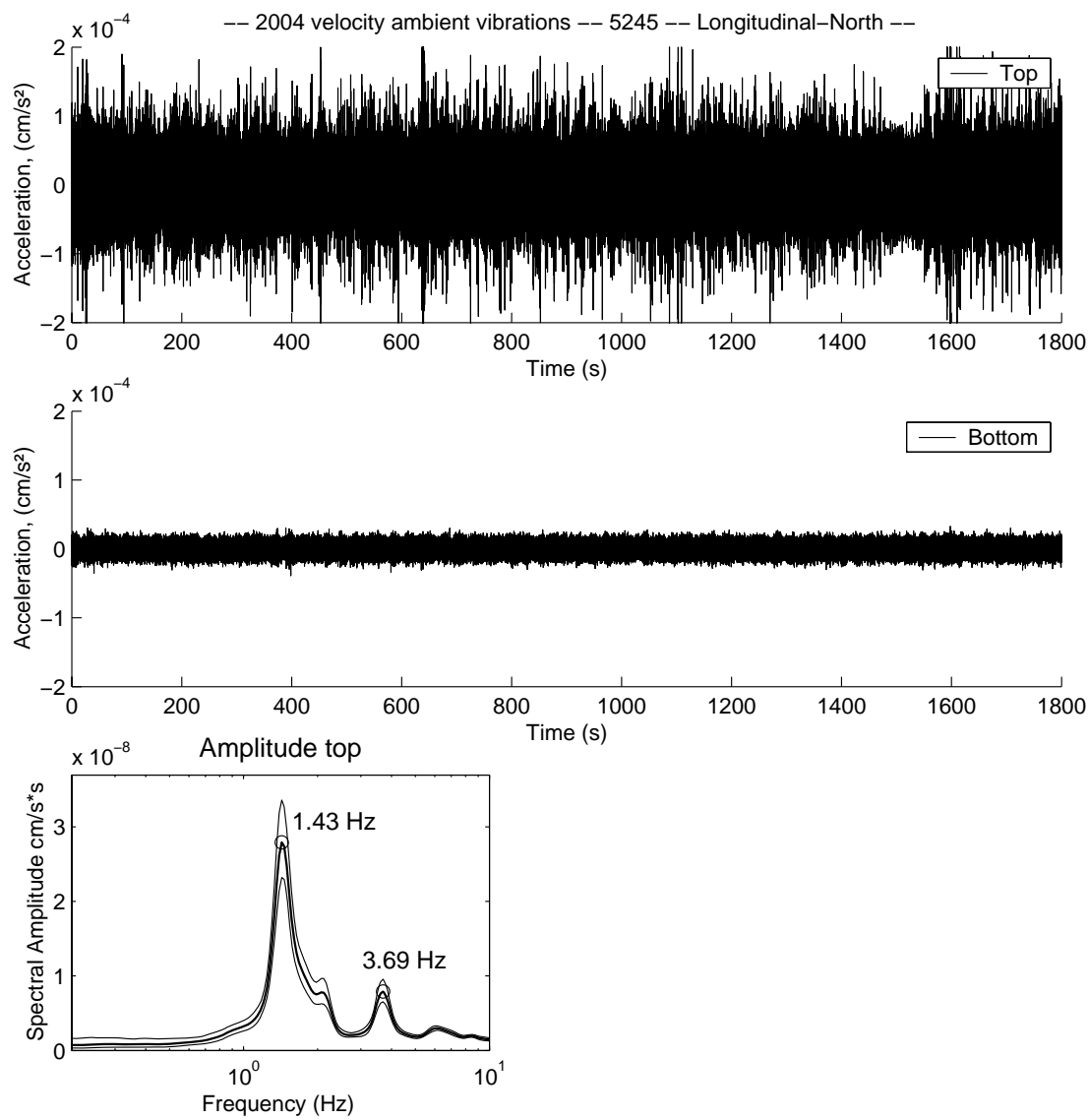


FIG. D.10 –

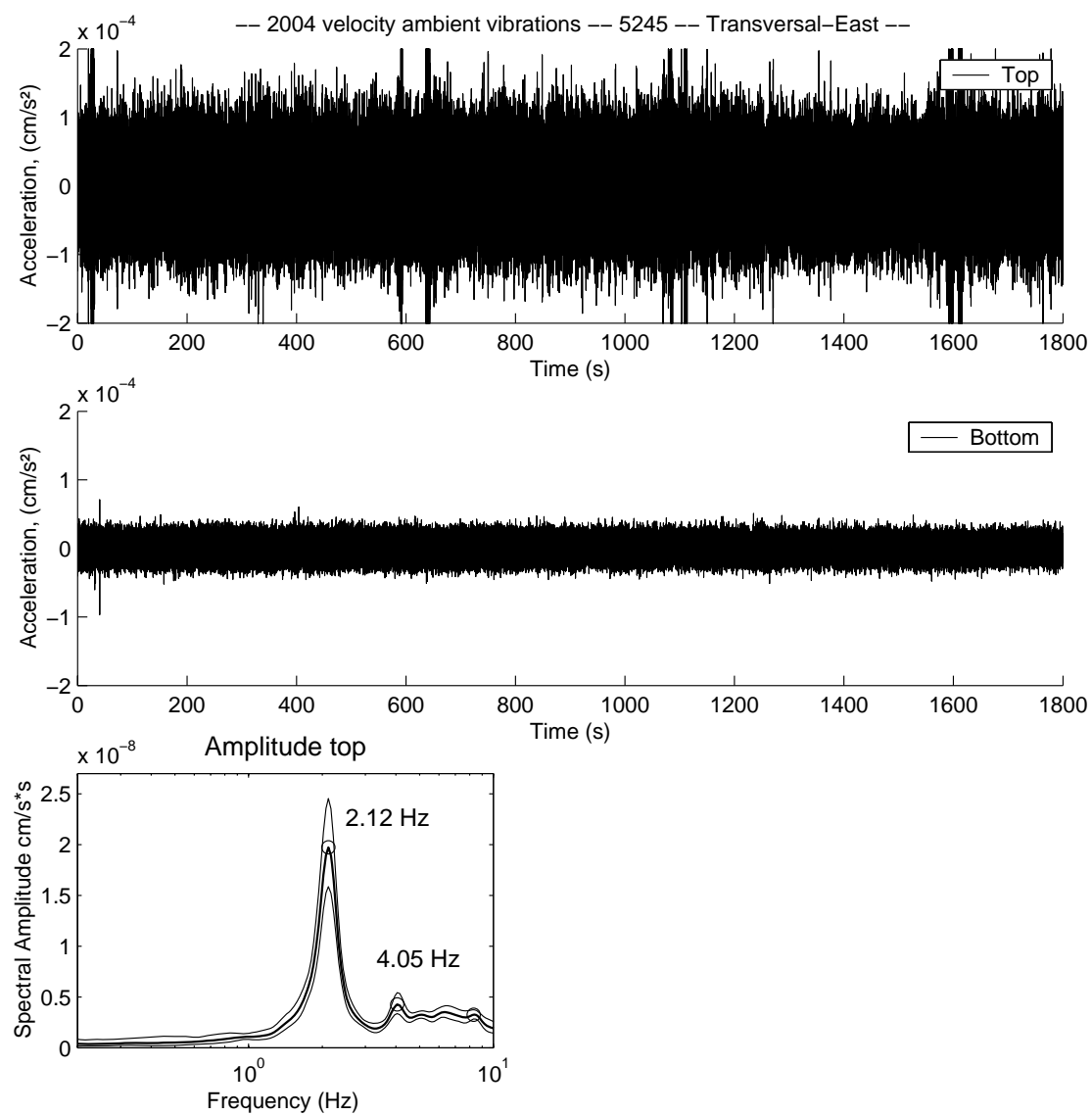


FIG. D.11 –

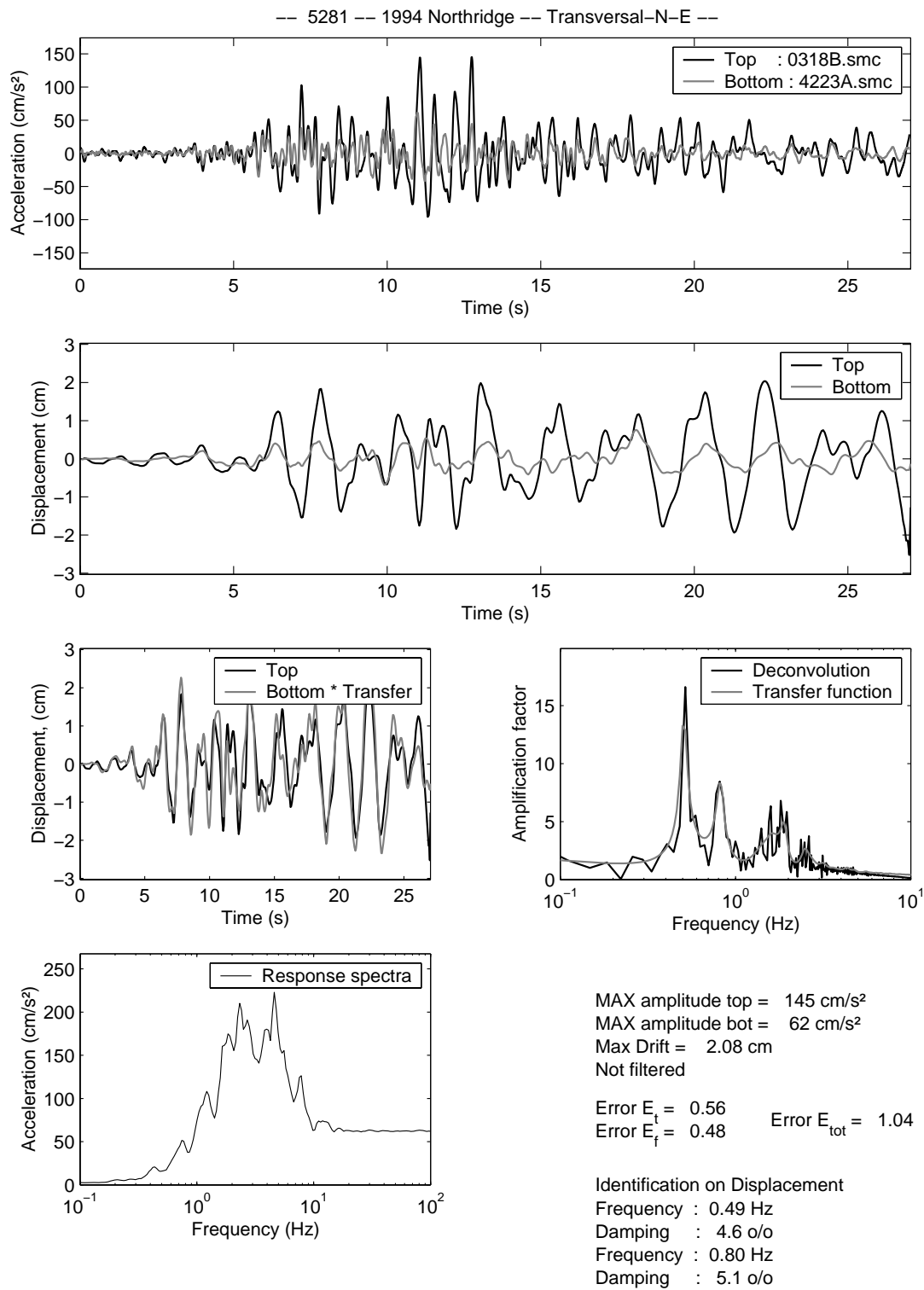


FIG. D.12 –

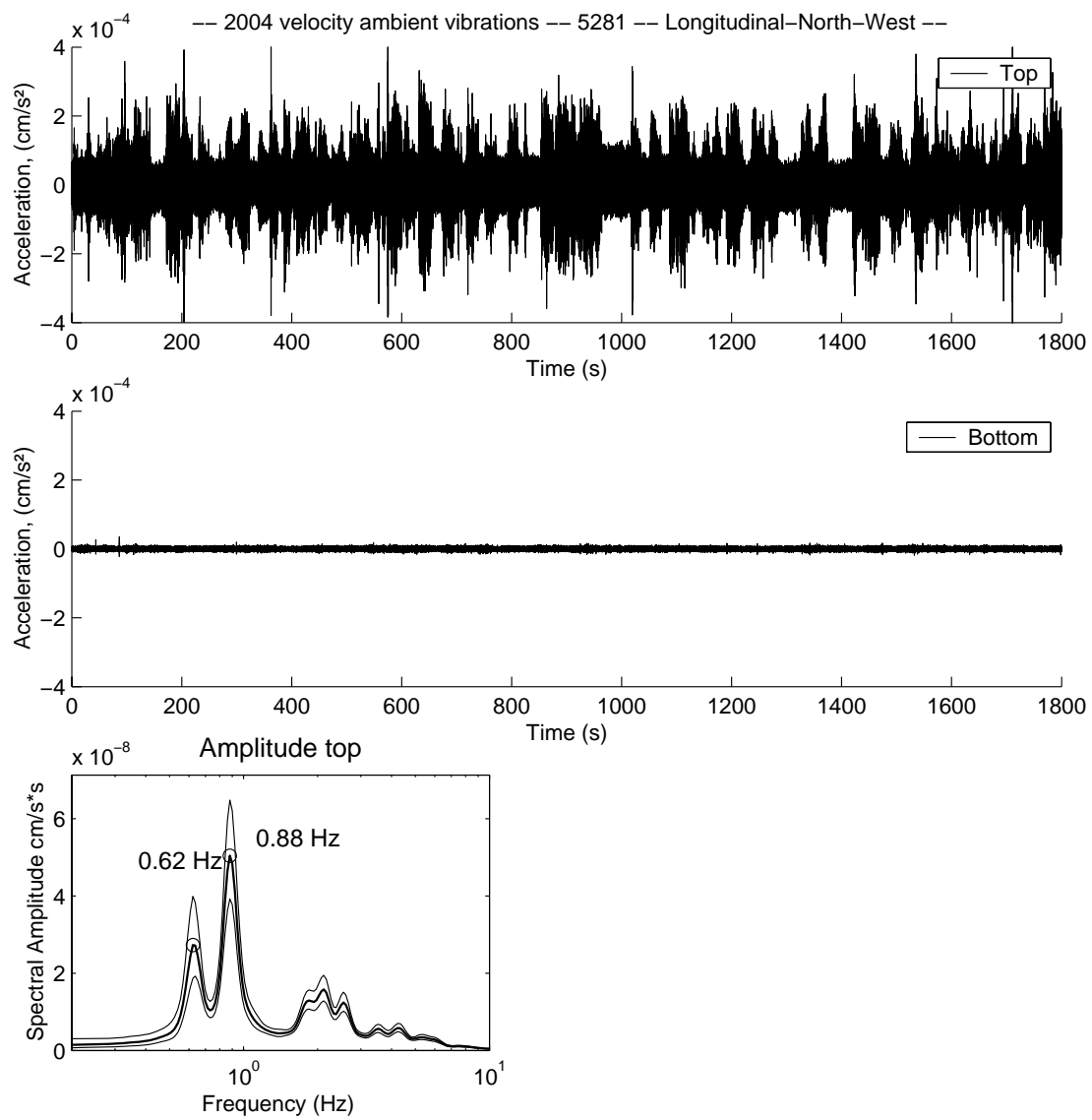


FIG. D.13 –

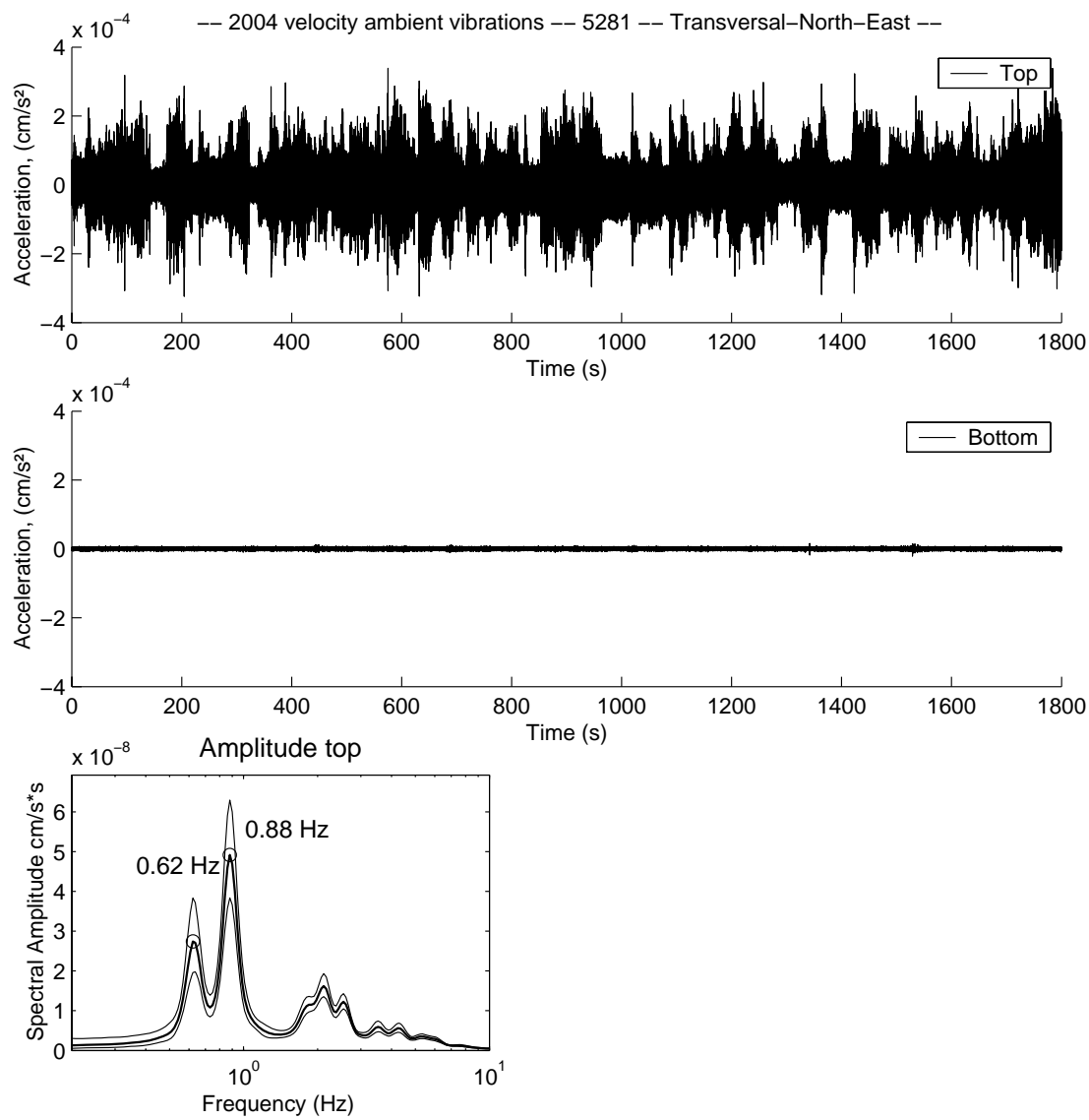


FIG. D.14 –

Annexe E

Identification for RC buildings

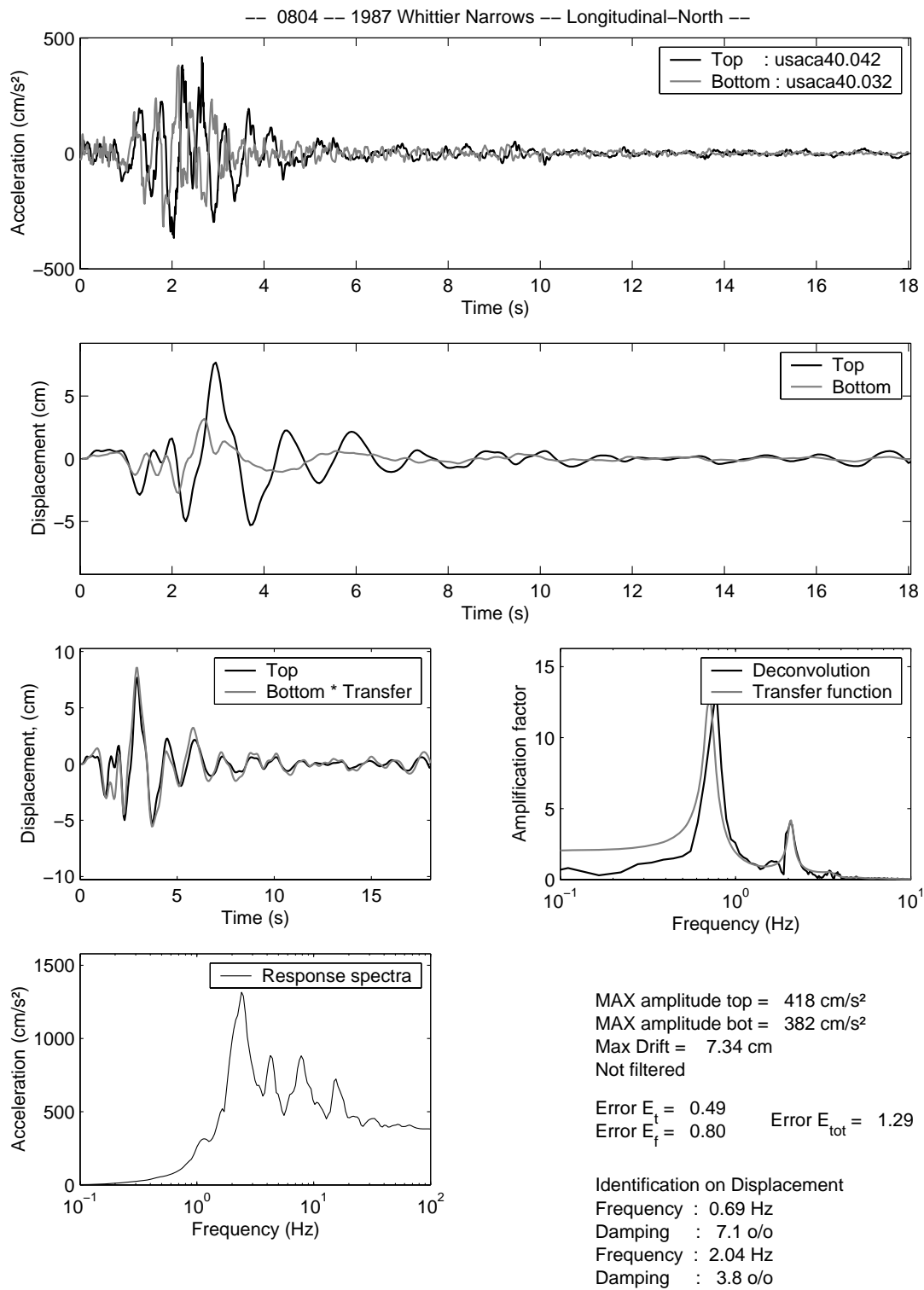


FIG. E.1 –

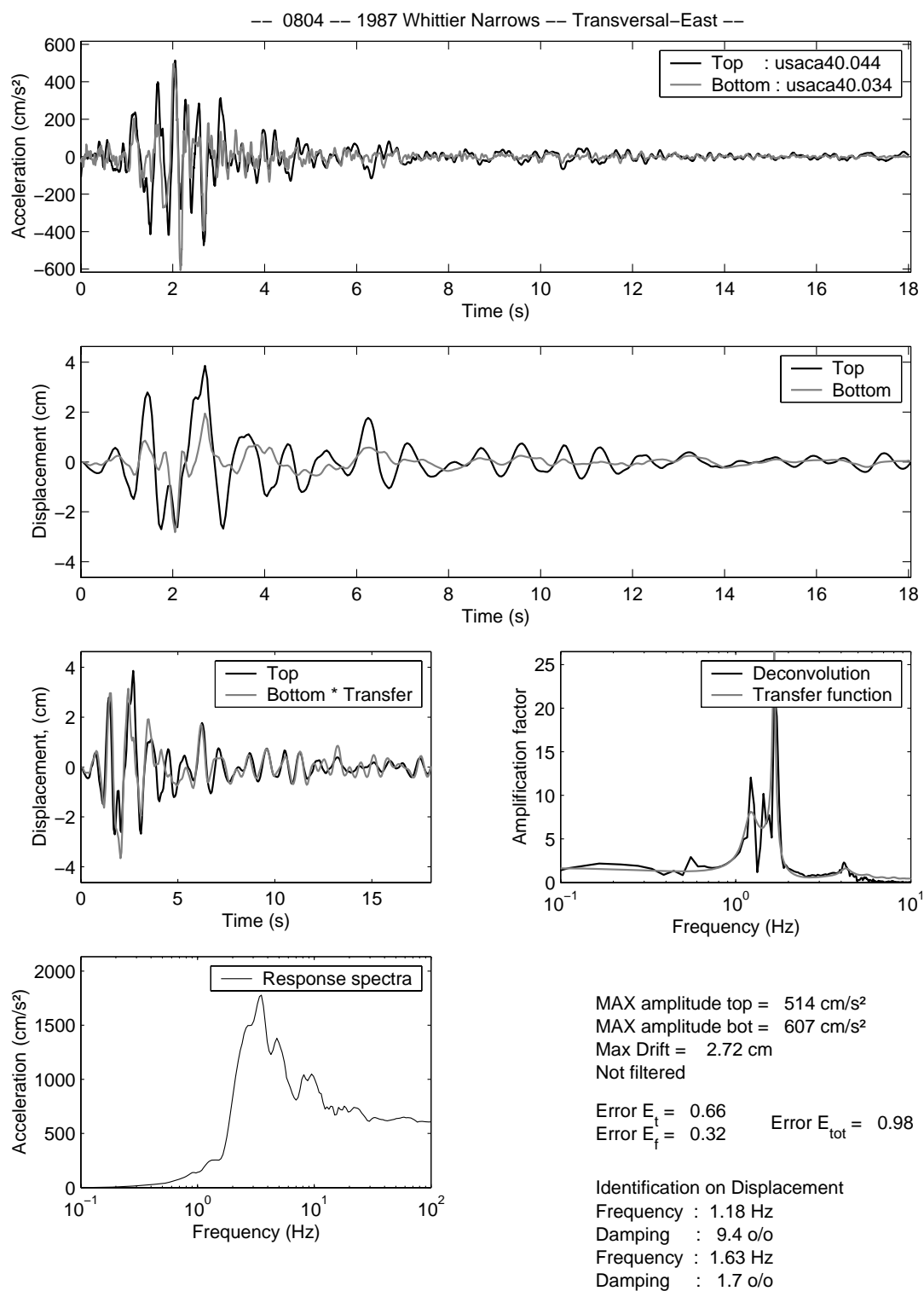


FIG. E.2 -

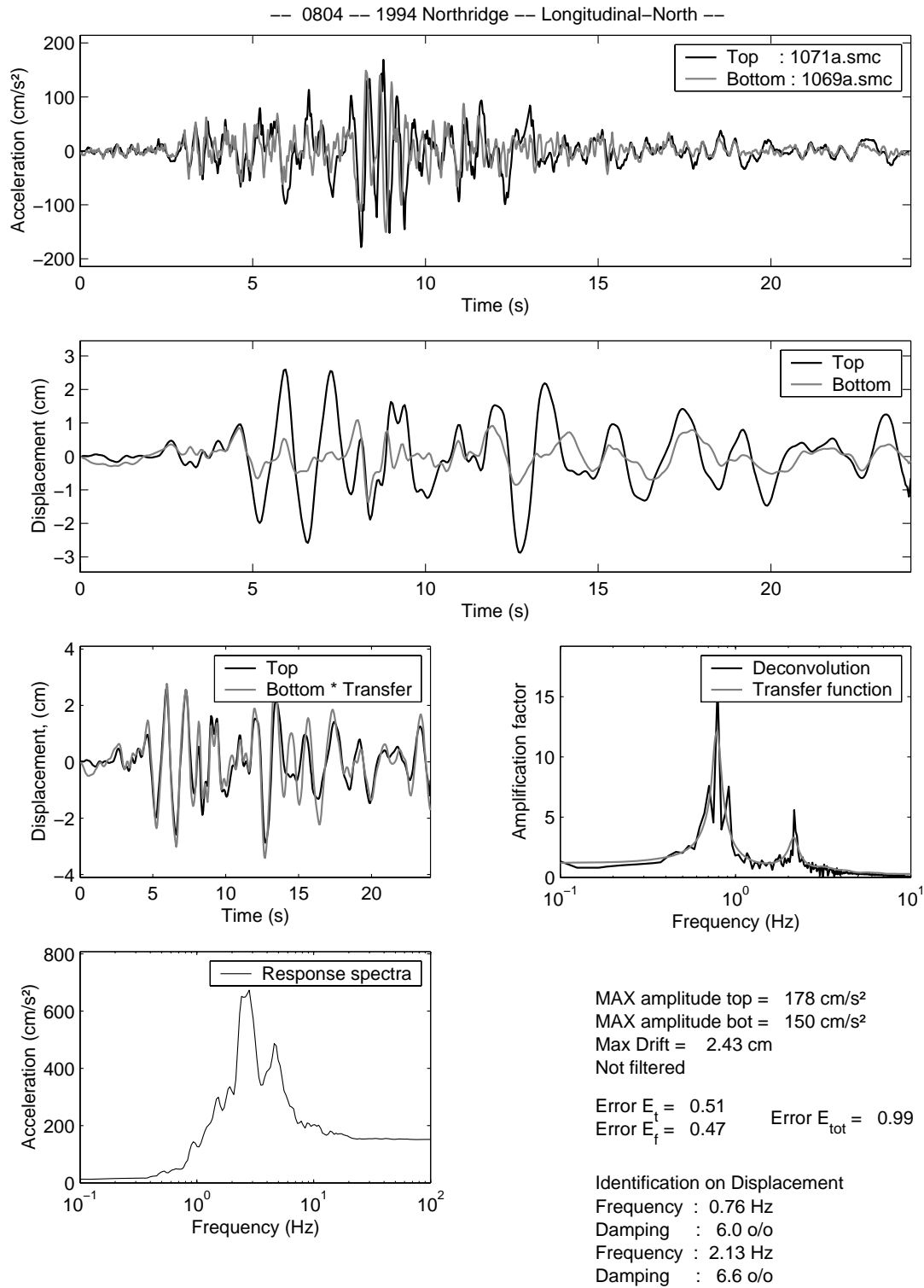


FIG. E.3 –

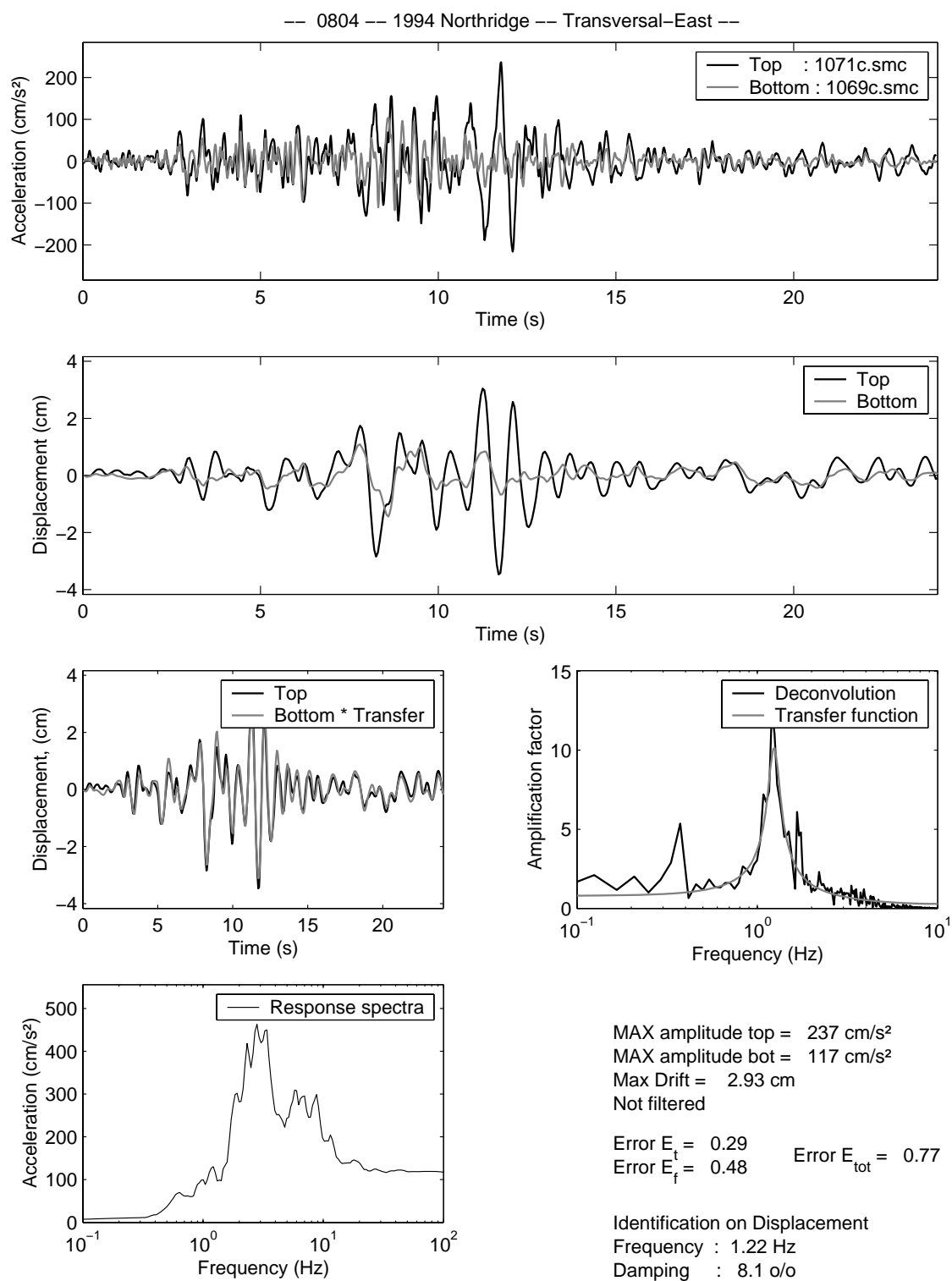


FIG. E.4 –

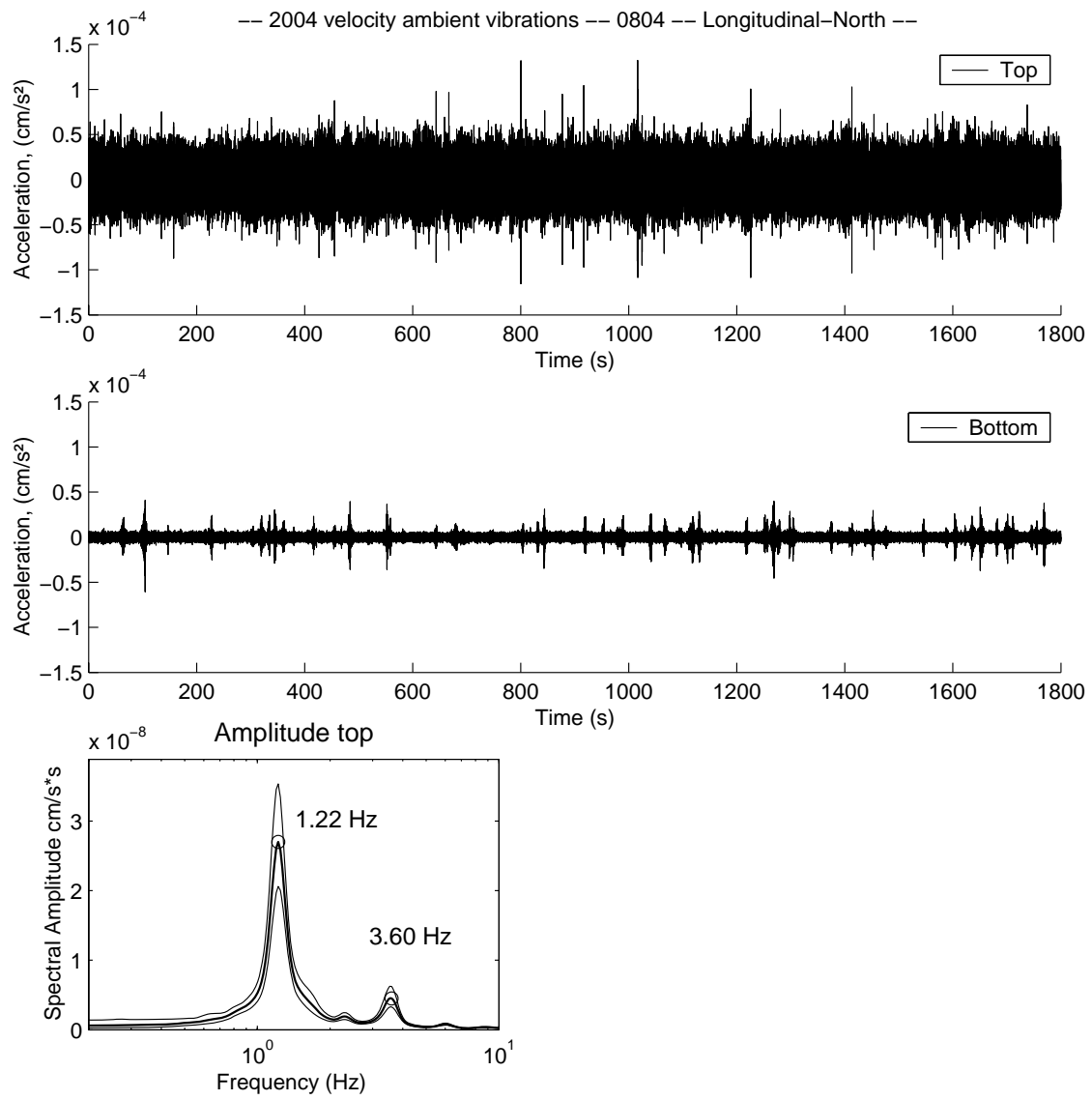


FIG. E.5 –

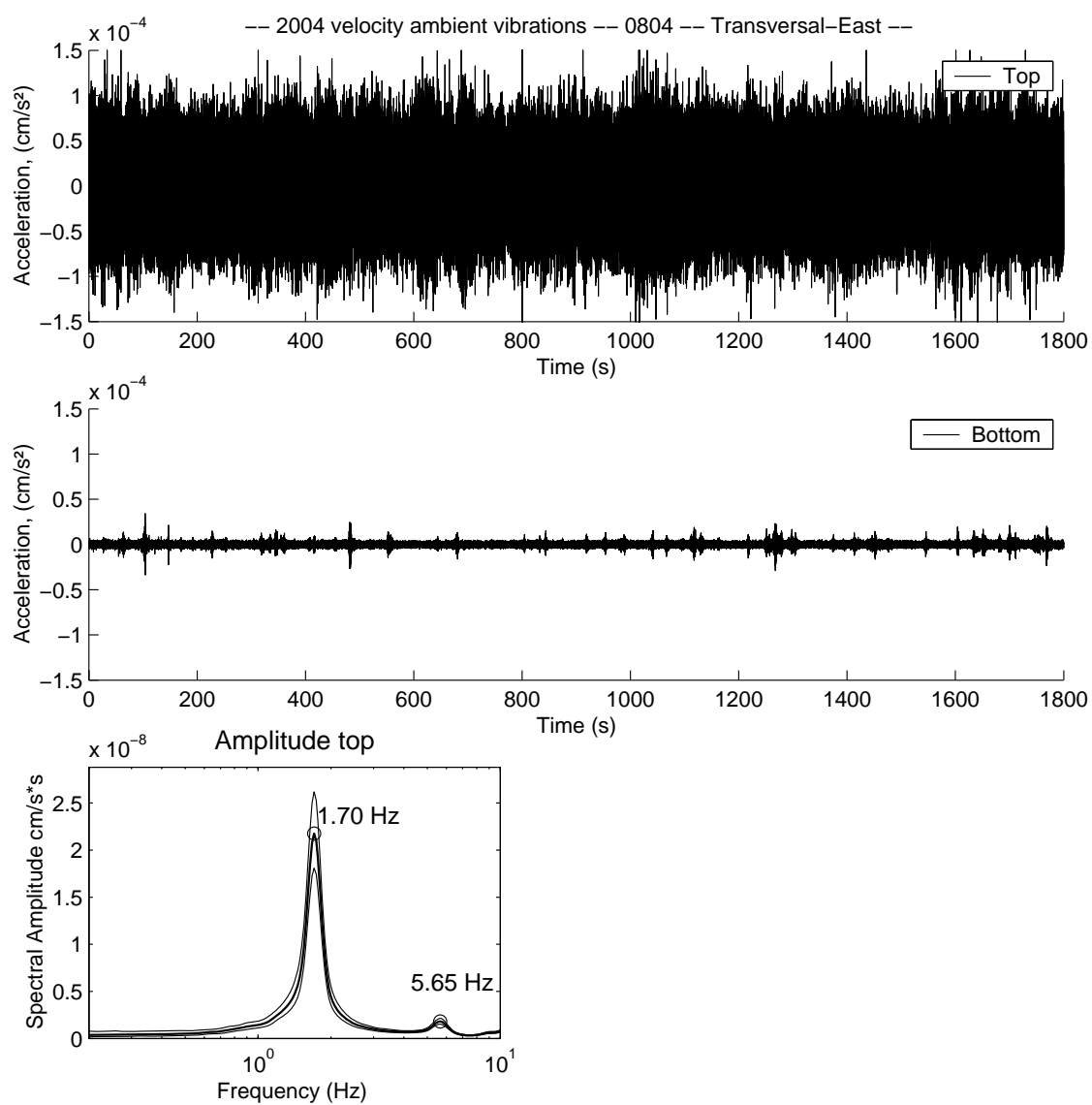


FIG. E.6 –

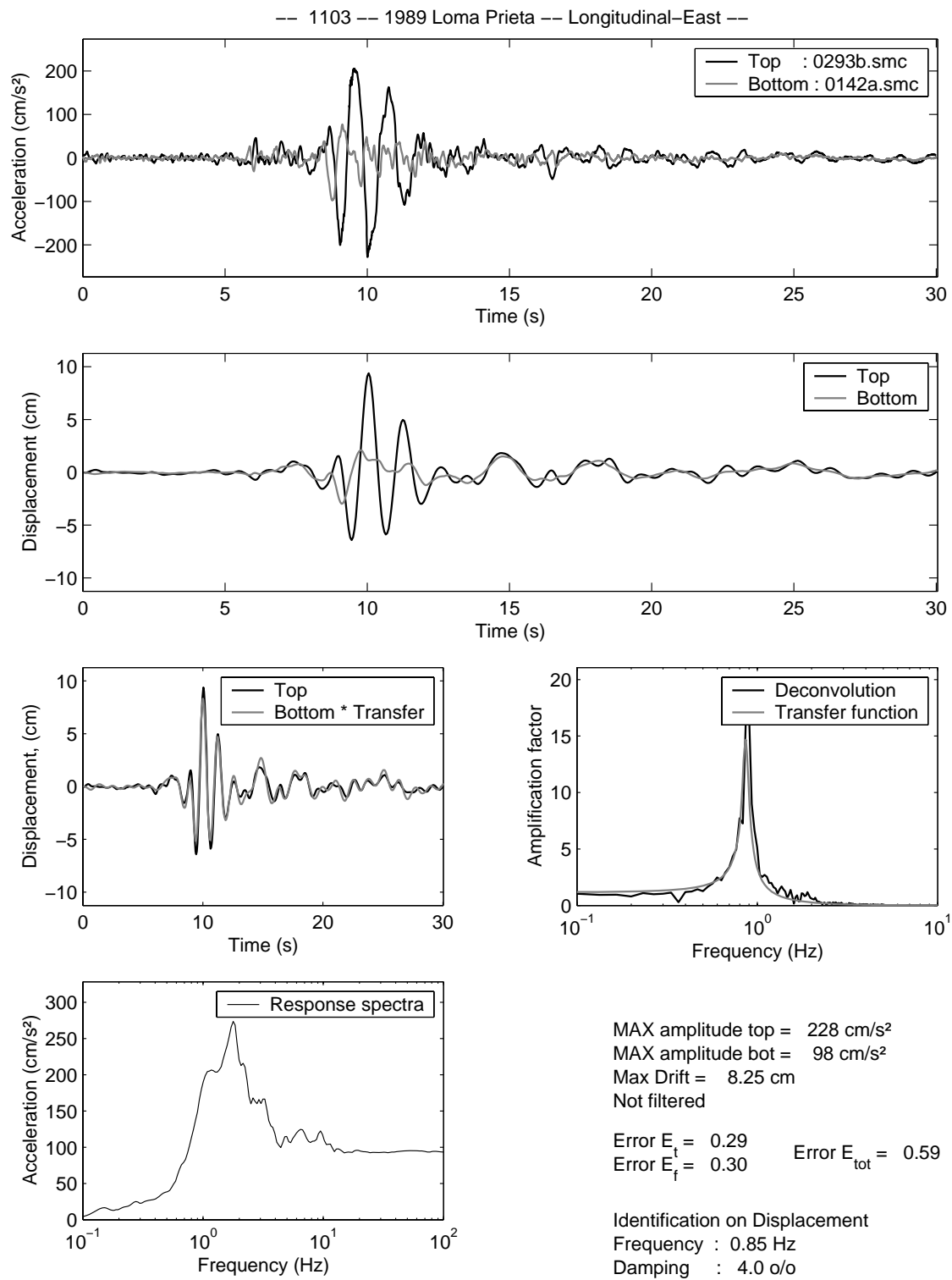


FIG. E.7 -

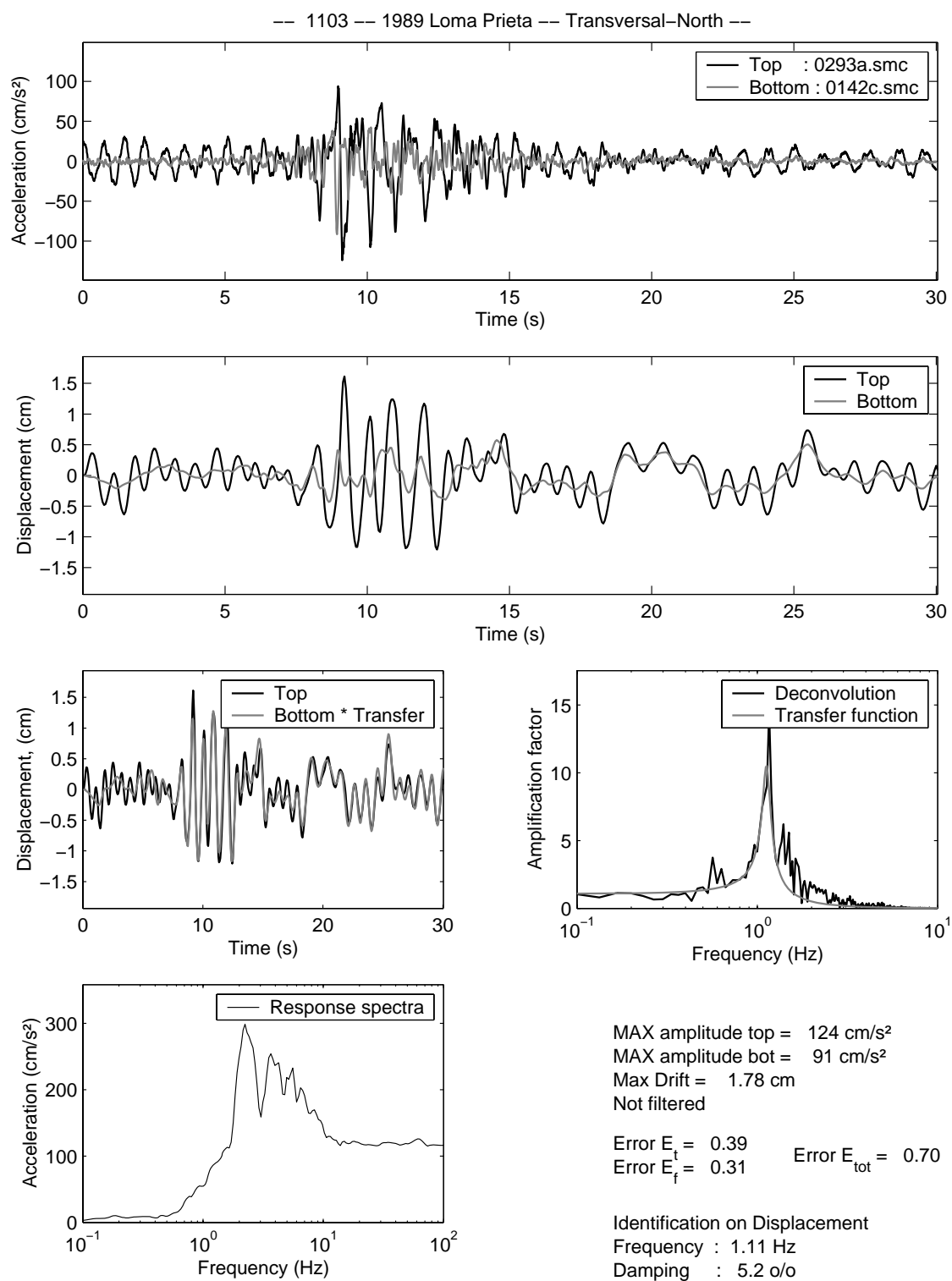
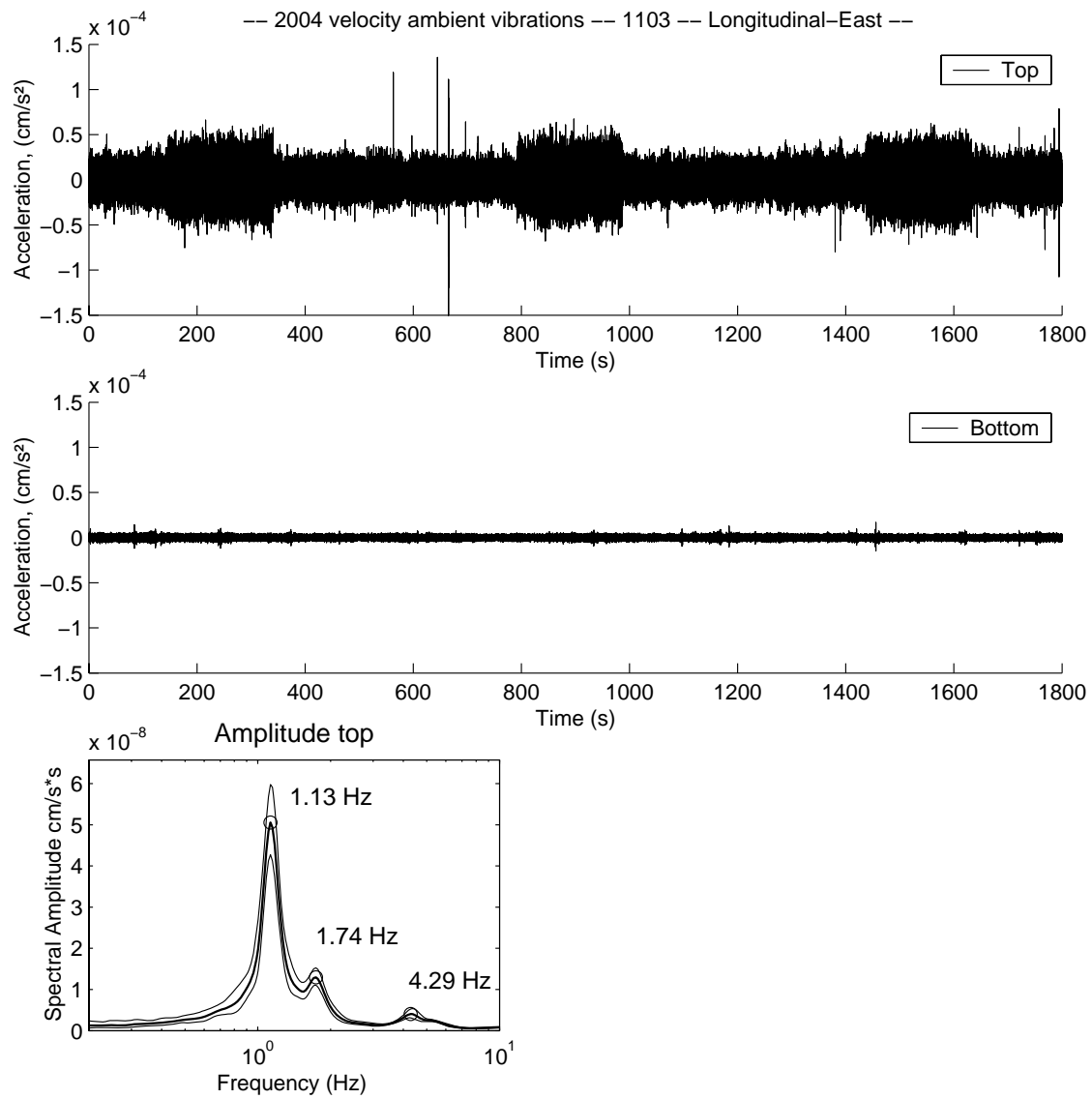


FIG. E.8 –



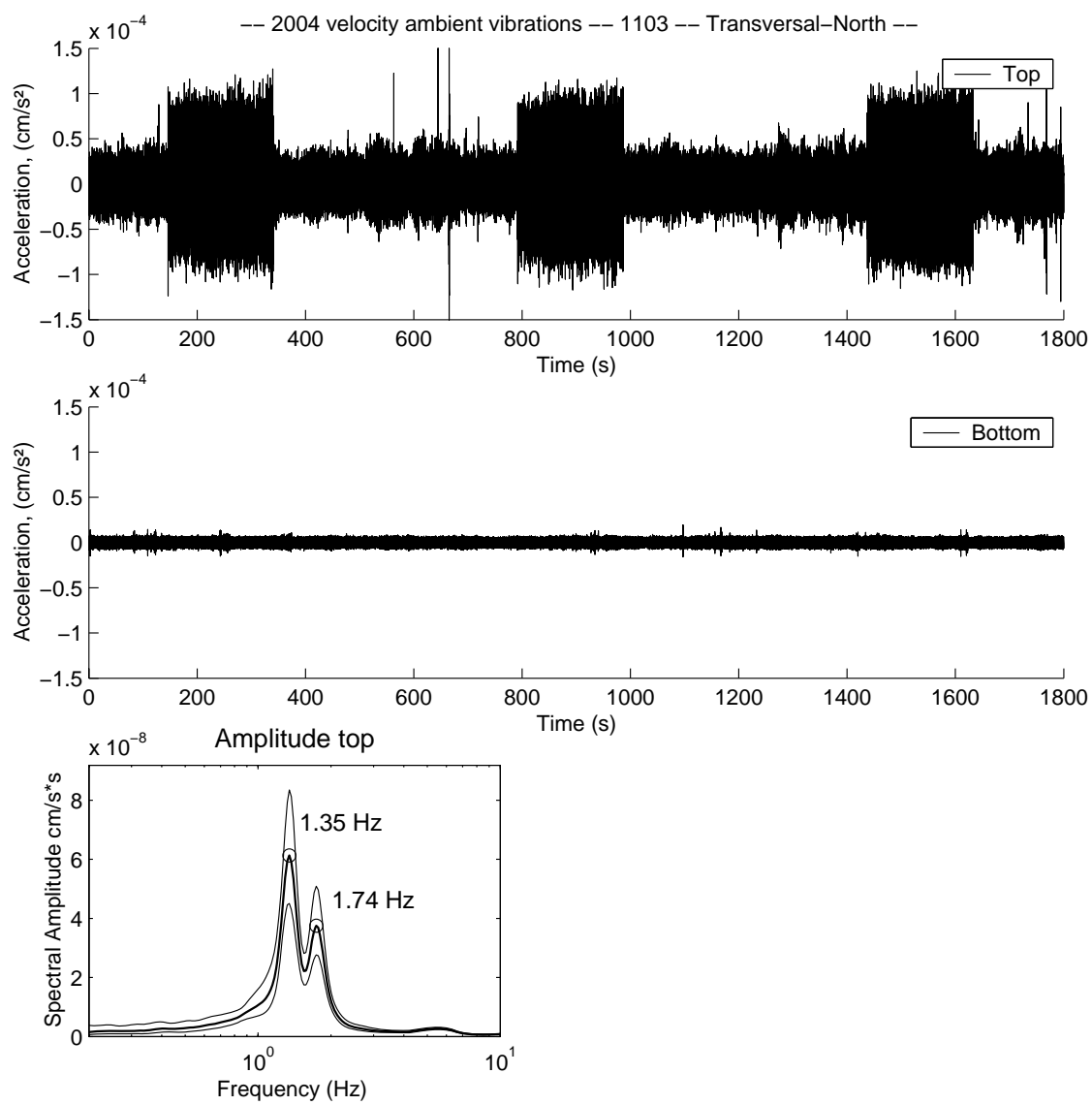


FIG. E.9 –

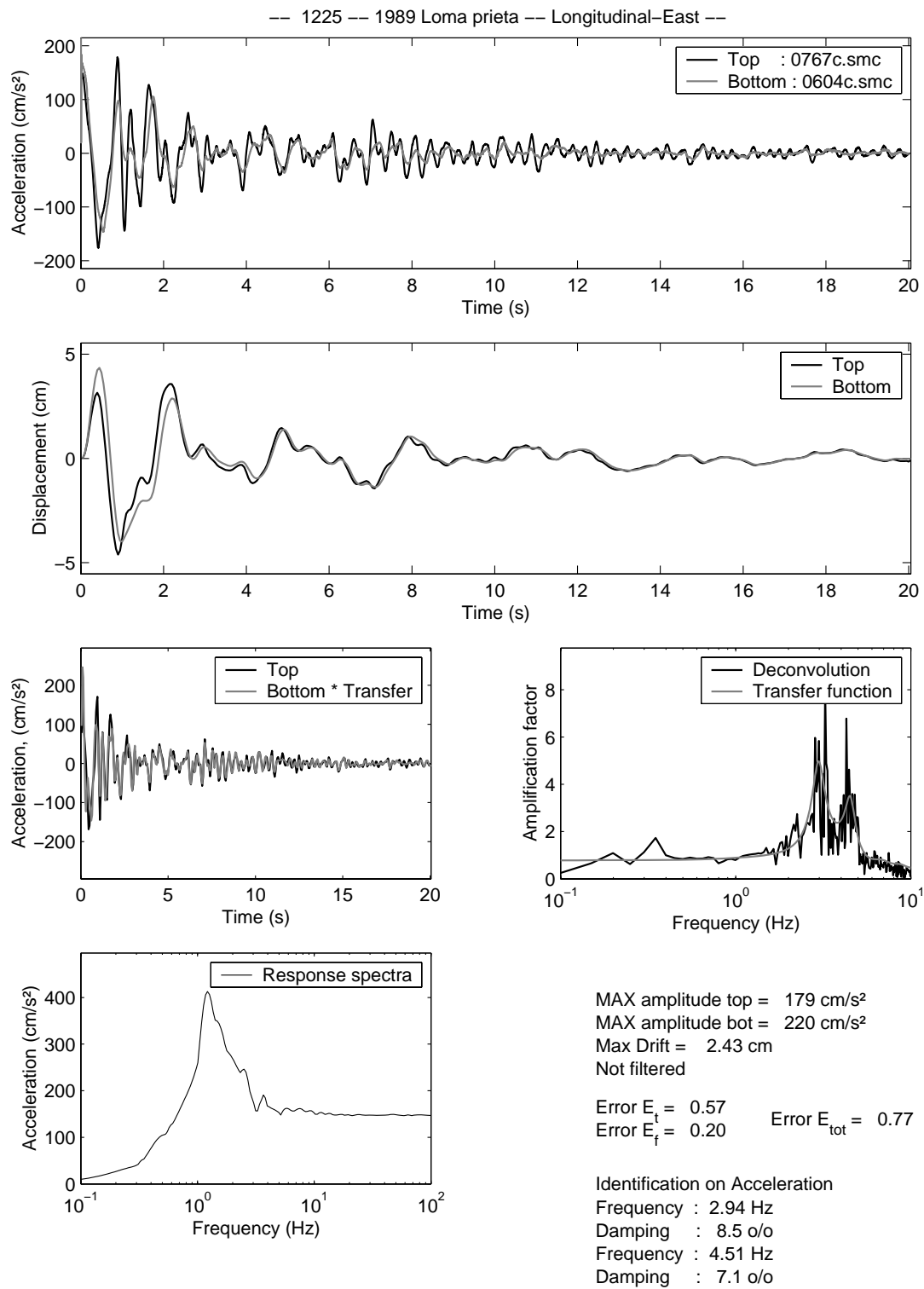


FIG. E.10 –

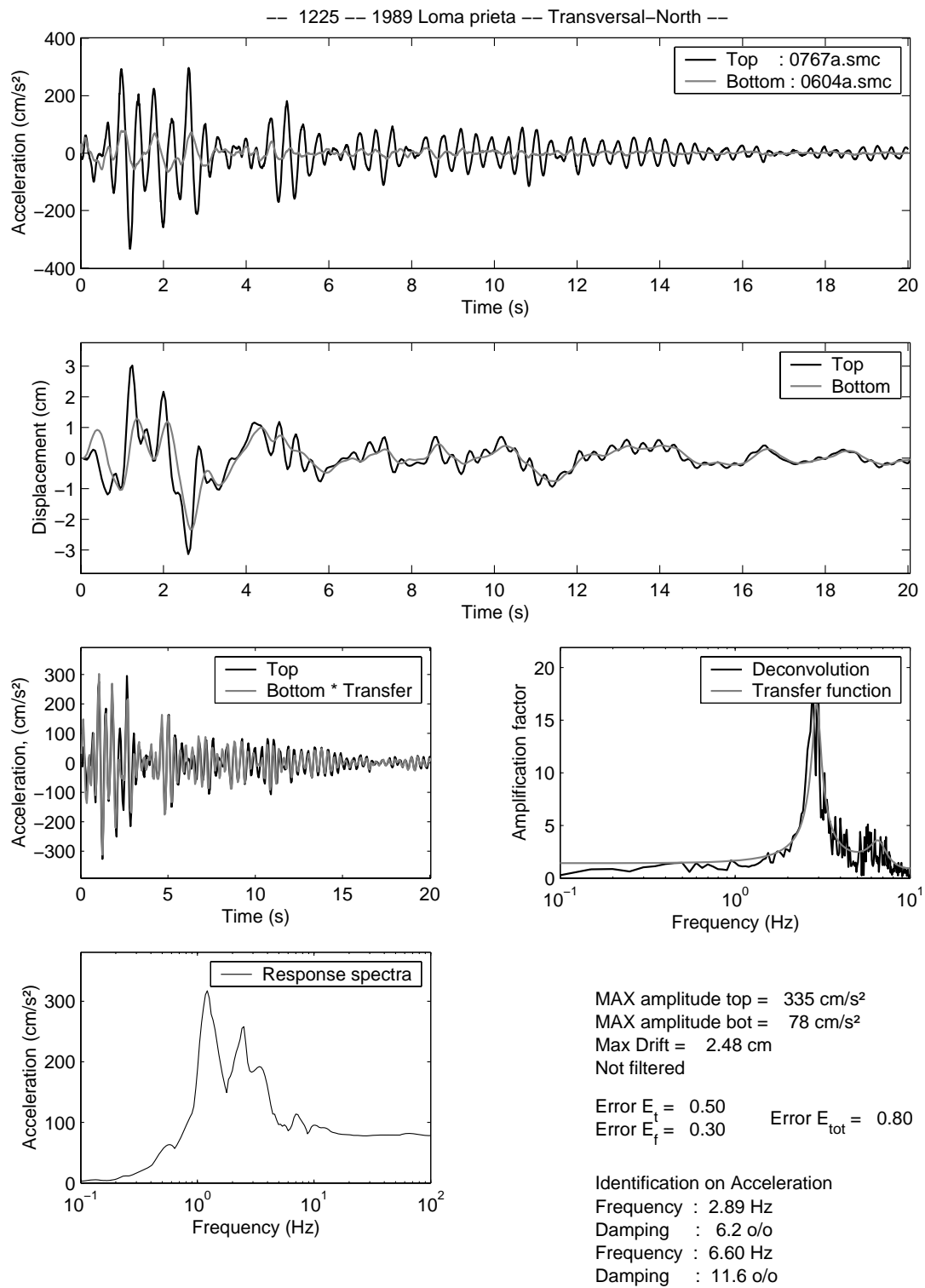


FIG. E.11 –

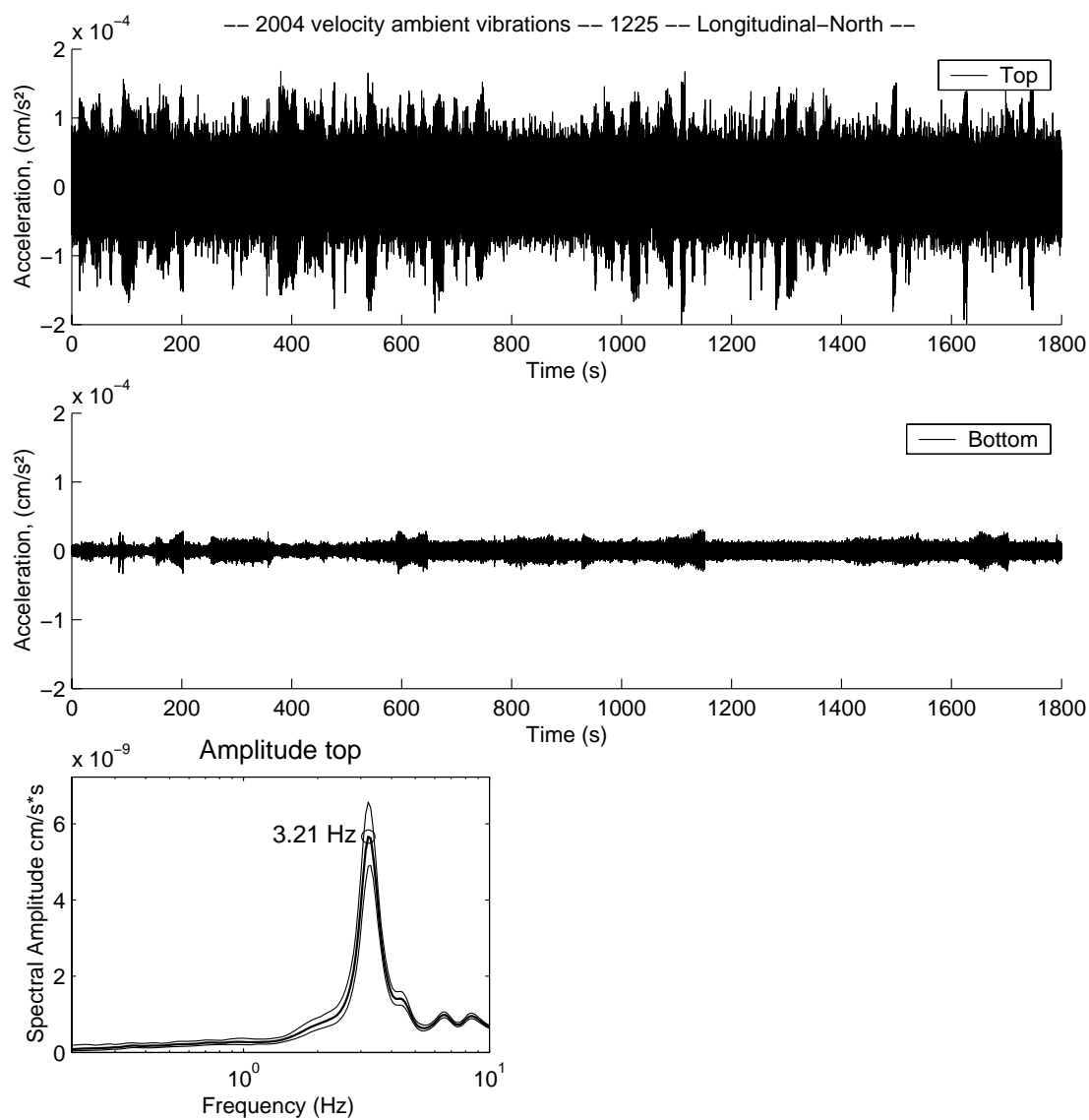


FIG. E.12 –

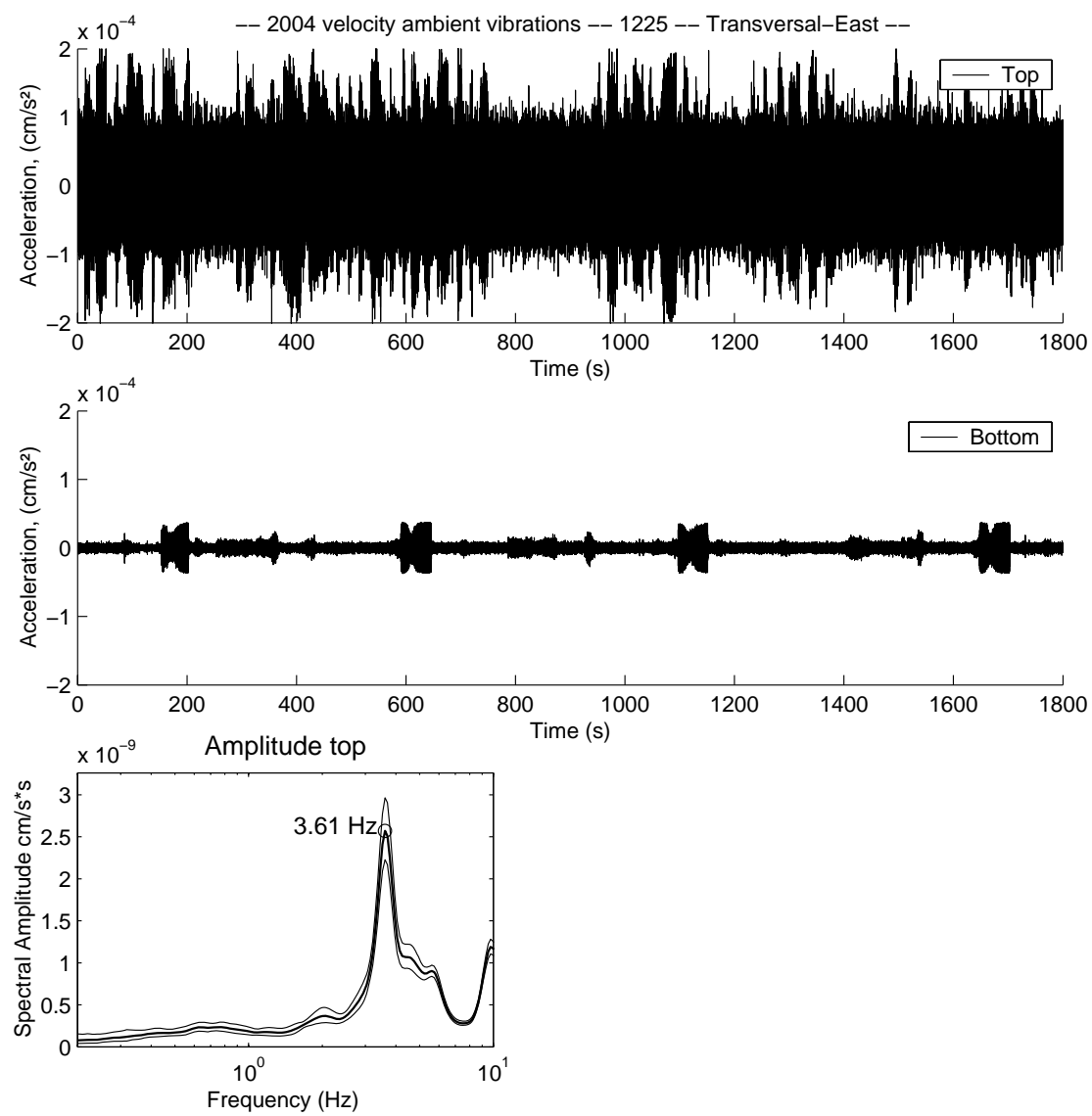


FIG. E.13 –

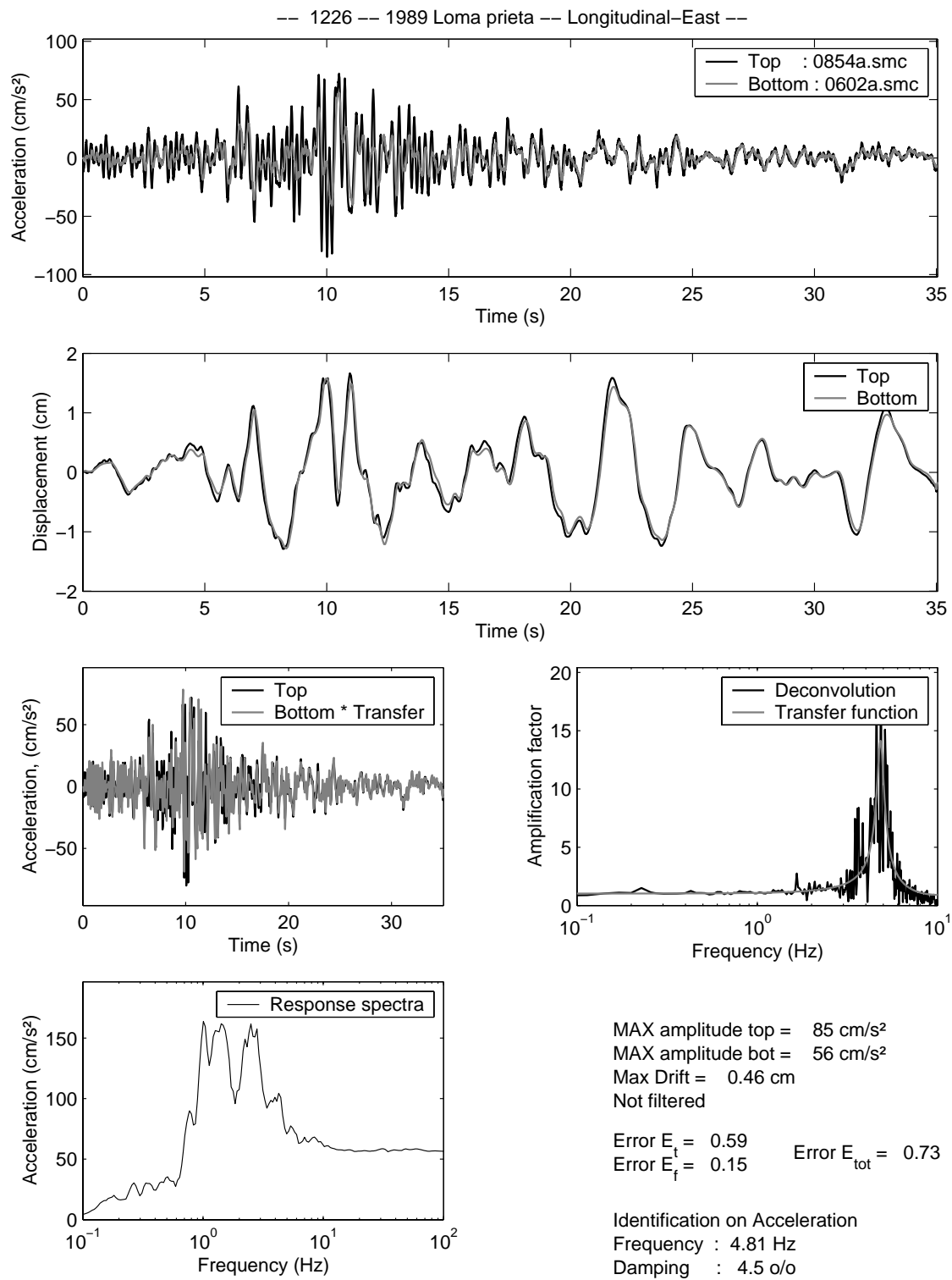


FIG. E.14 –

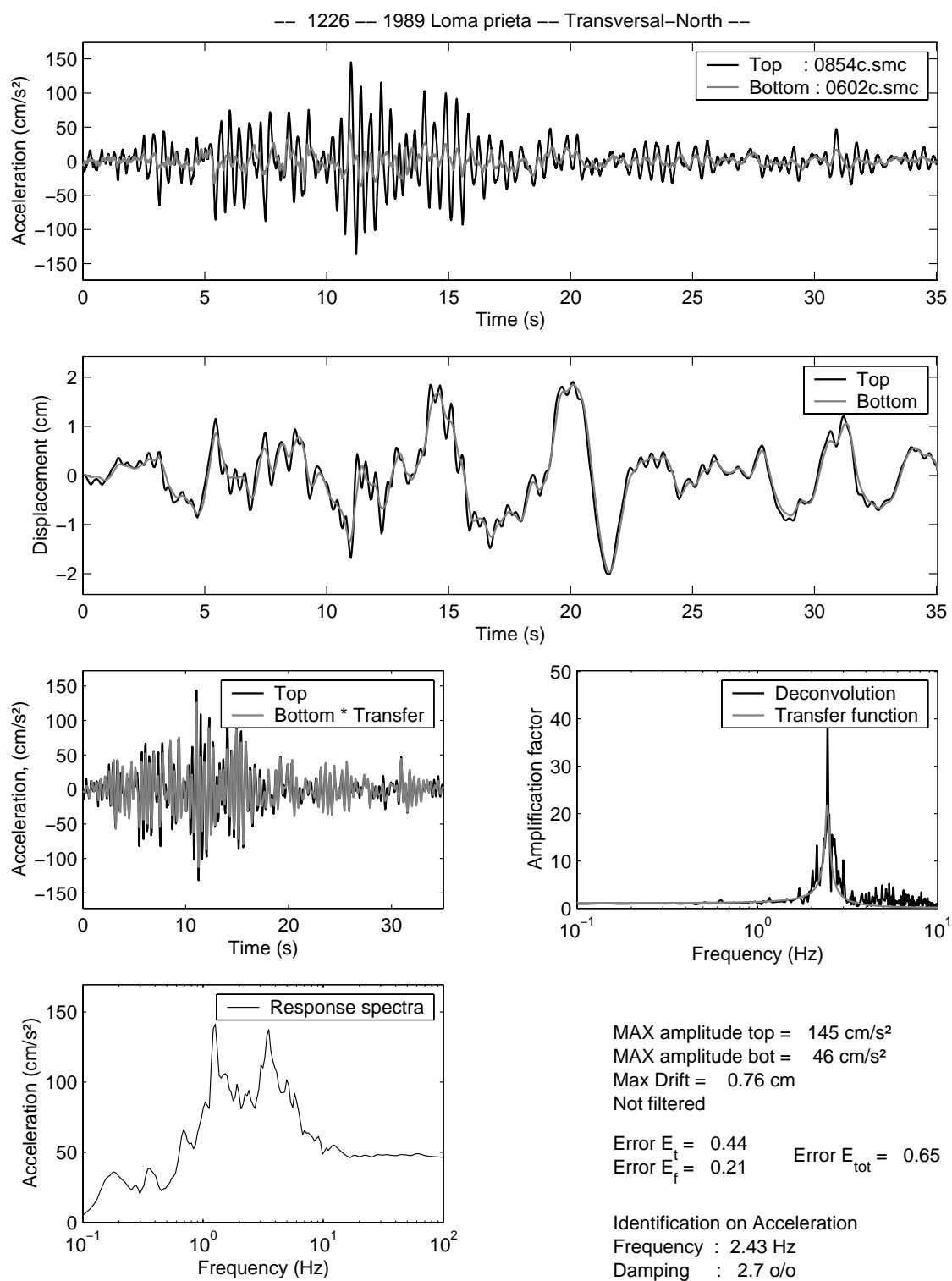


FIG. E.15 -

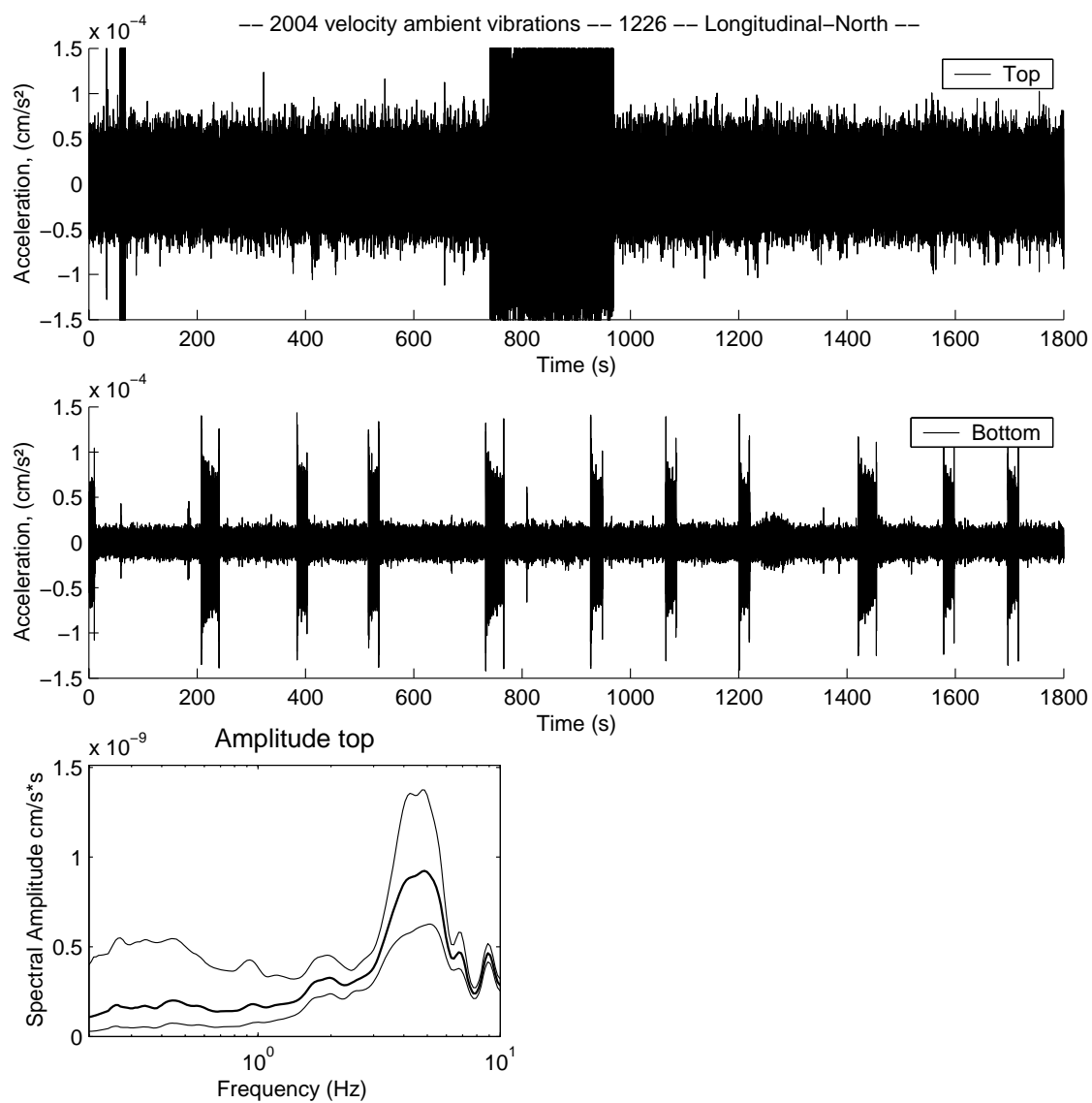


FIG. E.16 –

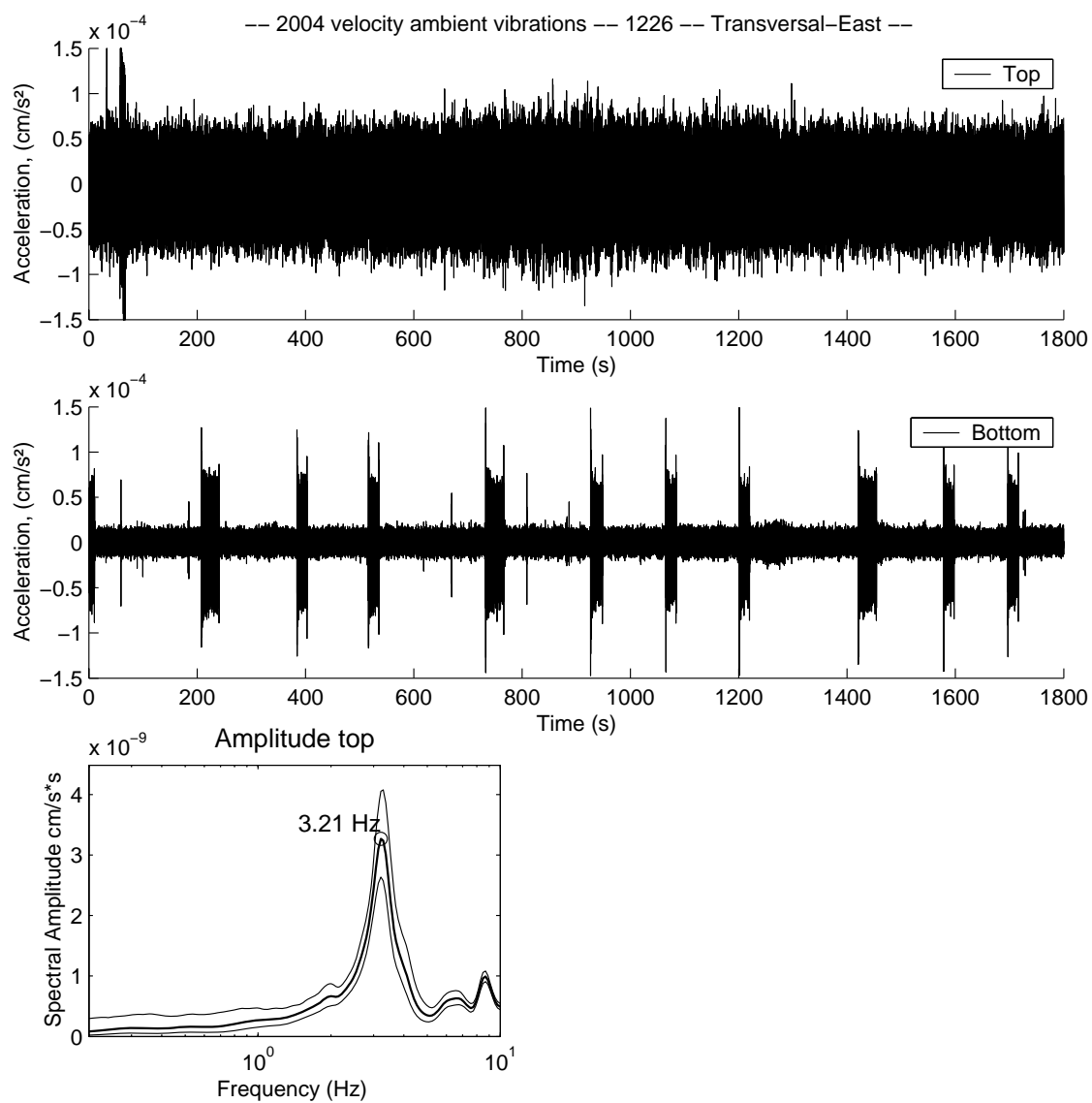


FIG. E.17 –

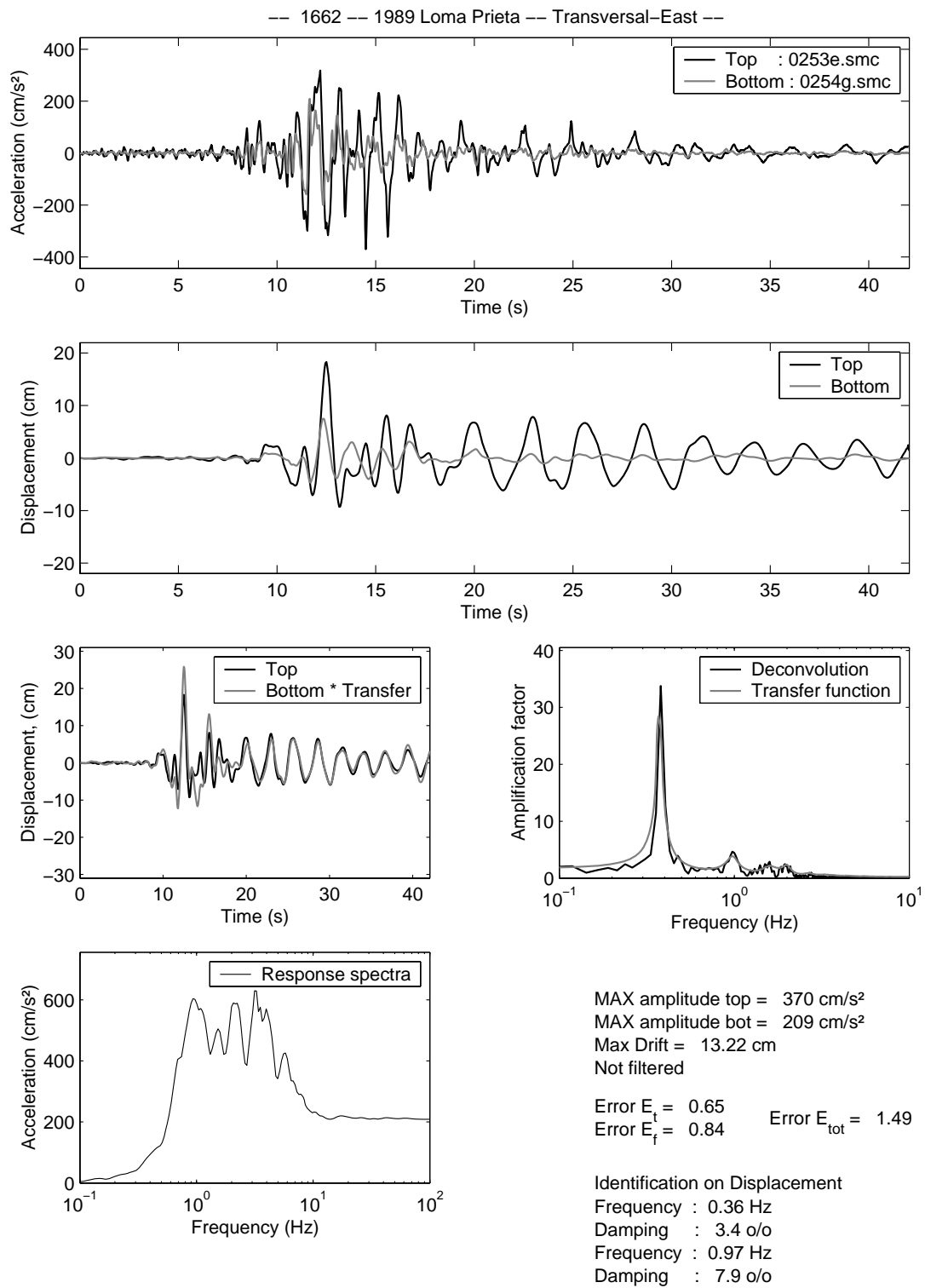


FIG. E.18 –

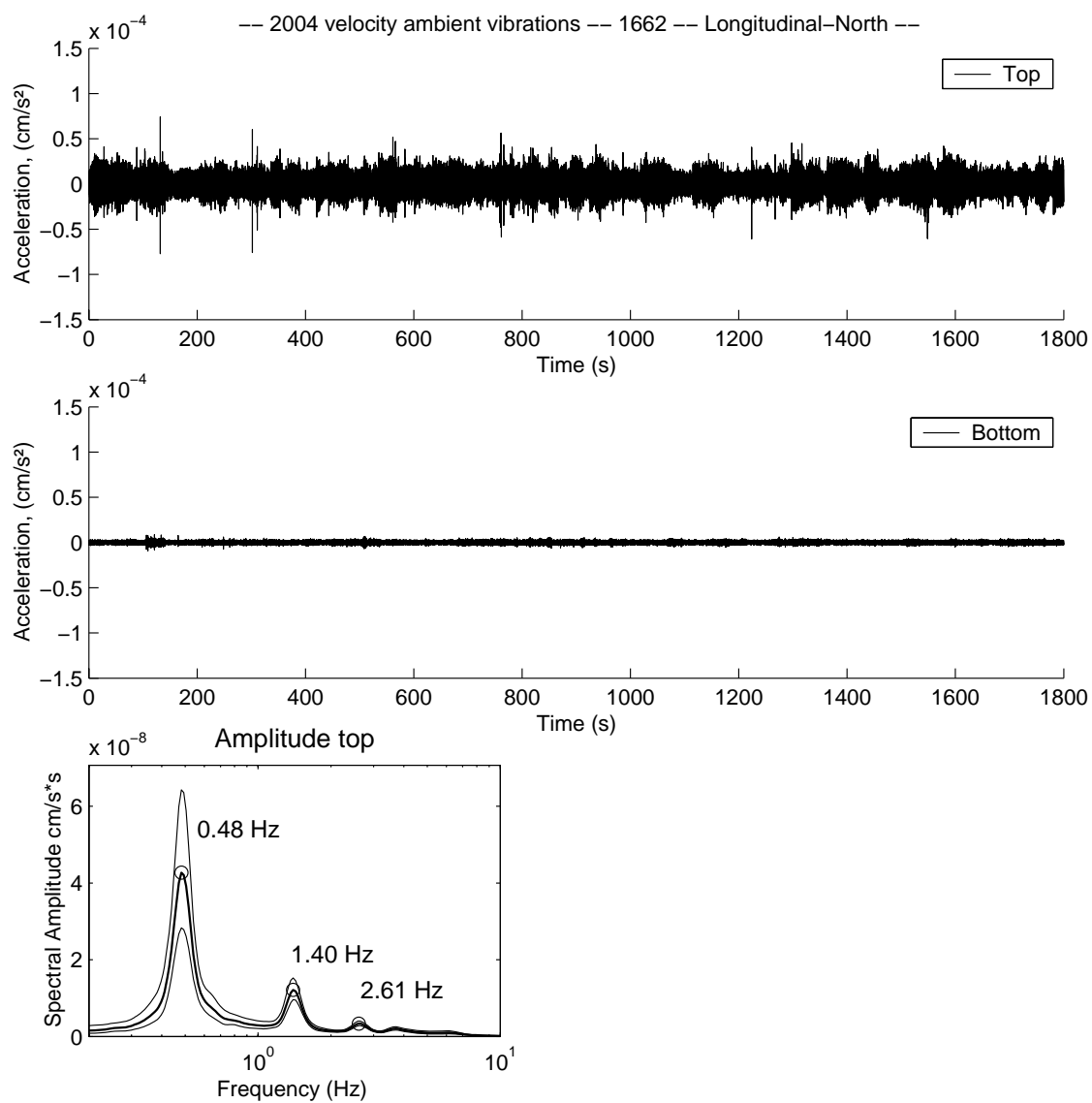


FIG. E.19 –

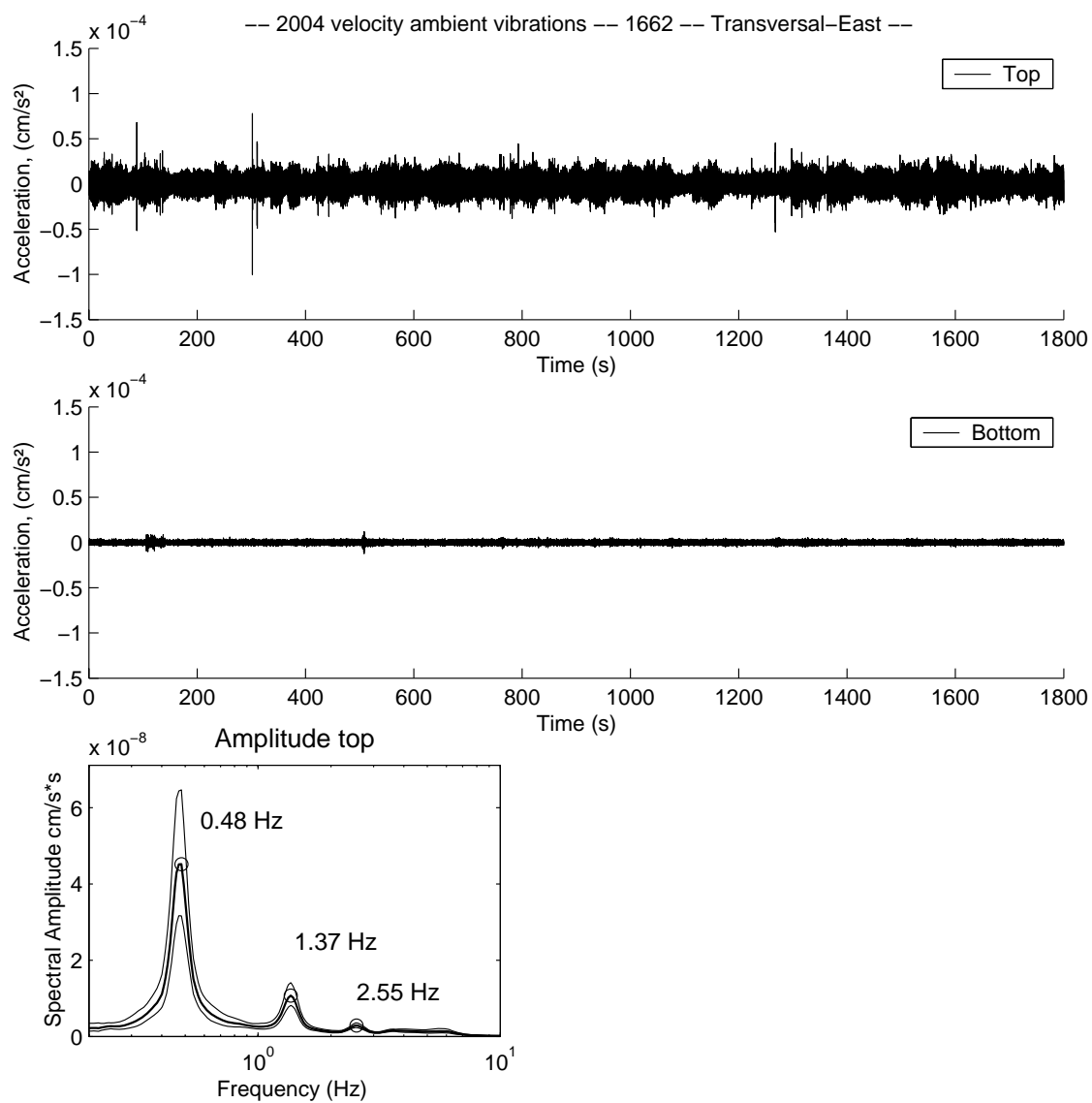


FIG. E.20 –

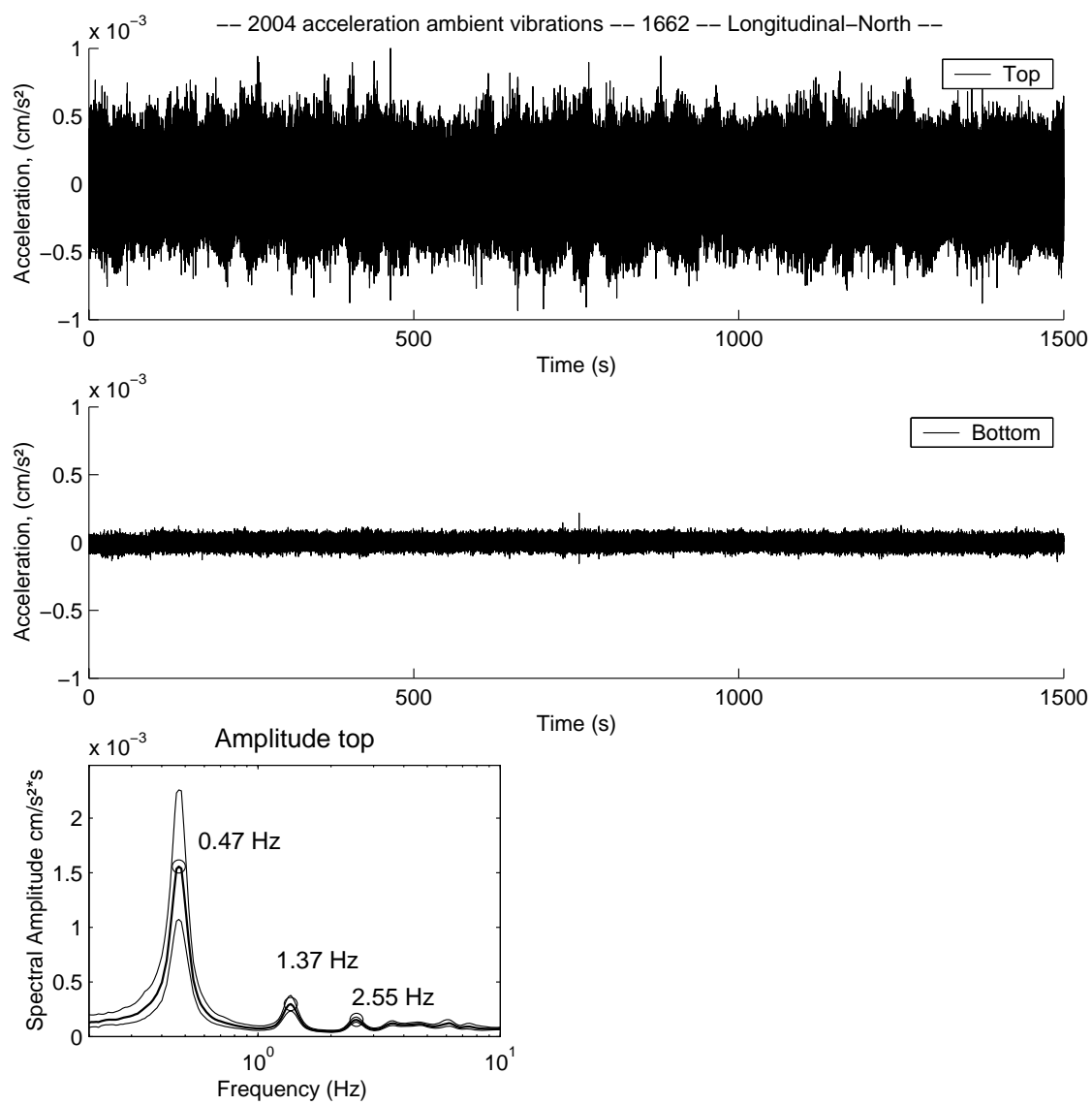


FIG. E.21 –

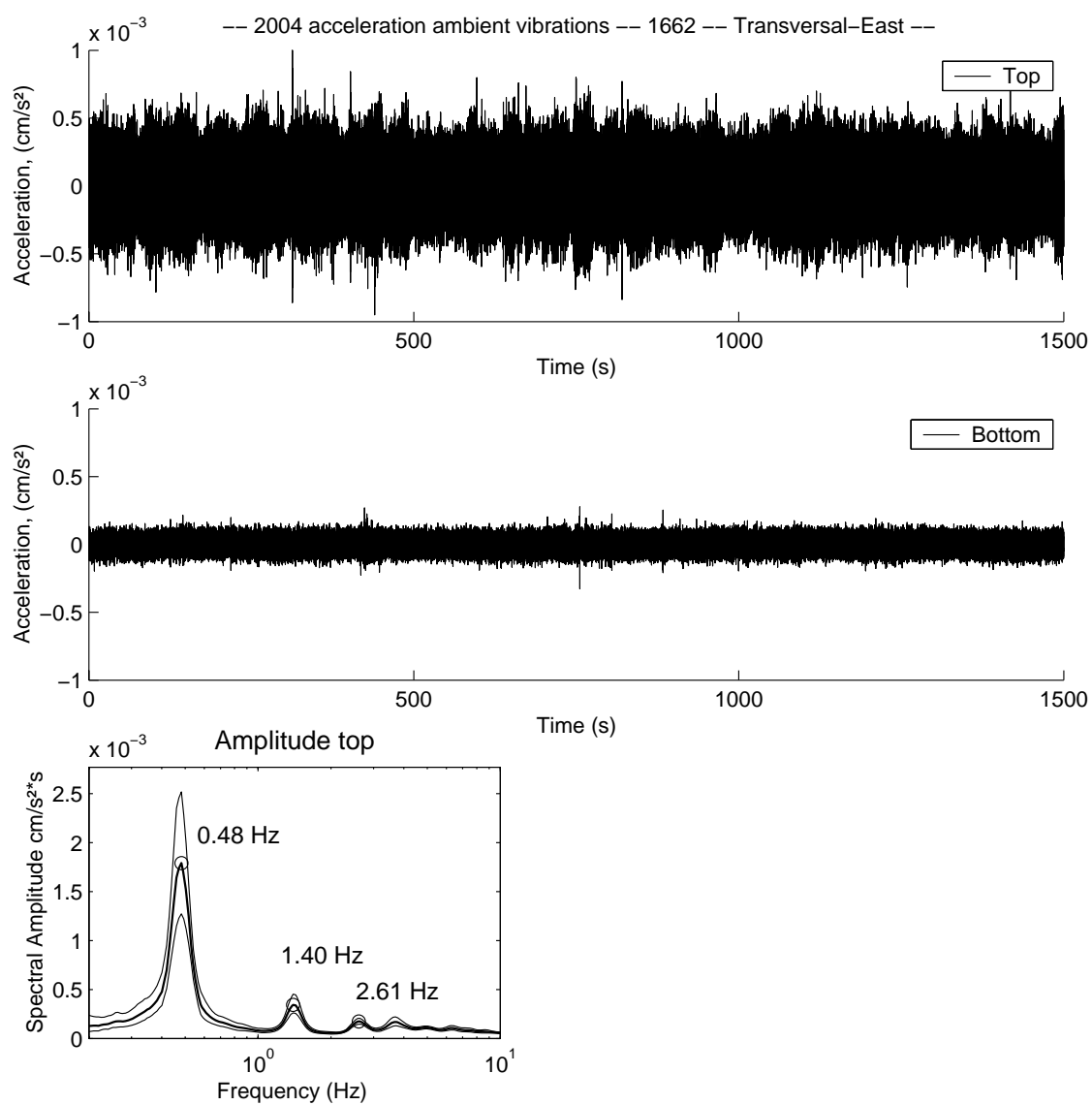


FIG. E.22 –

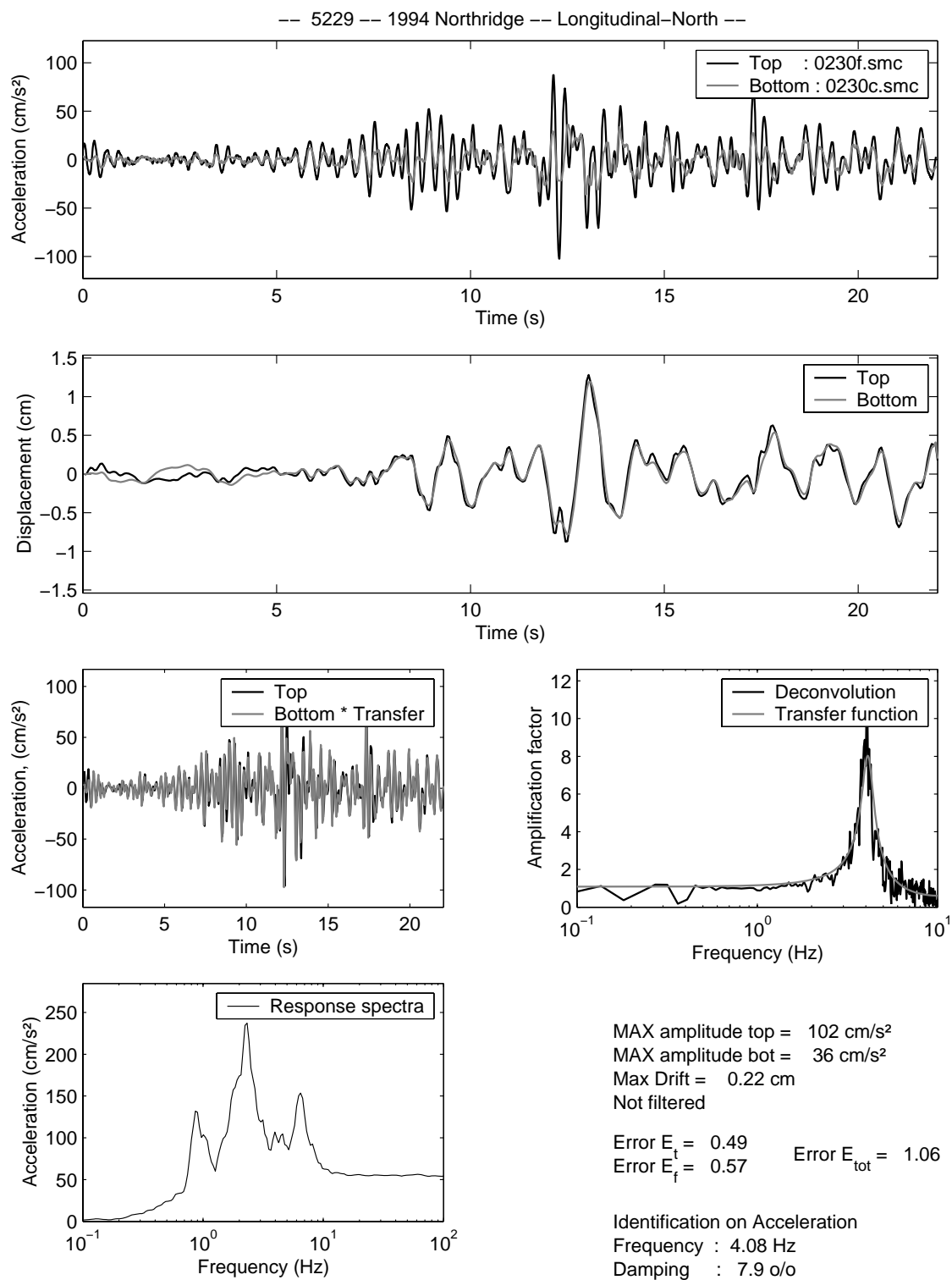


FIG. E.23 -

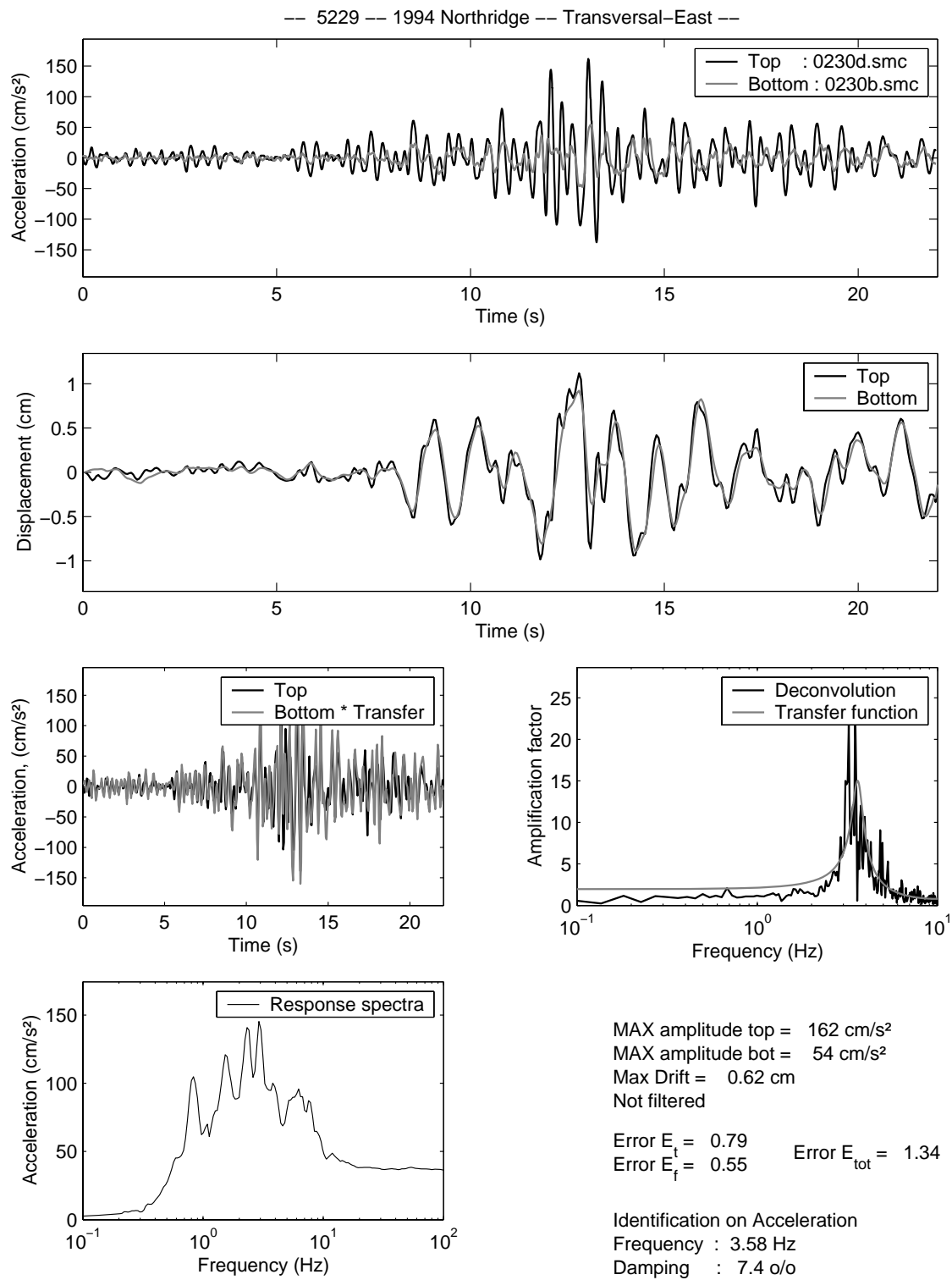


FIG. E.24 –

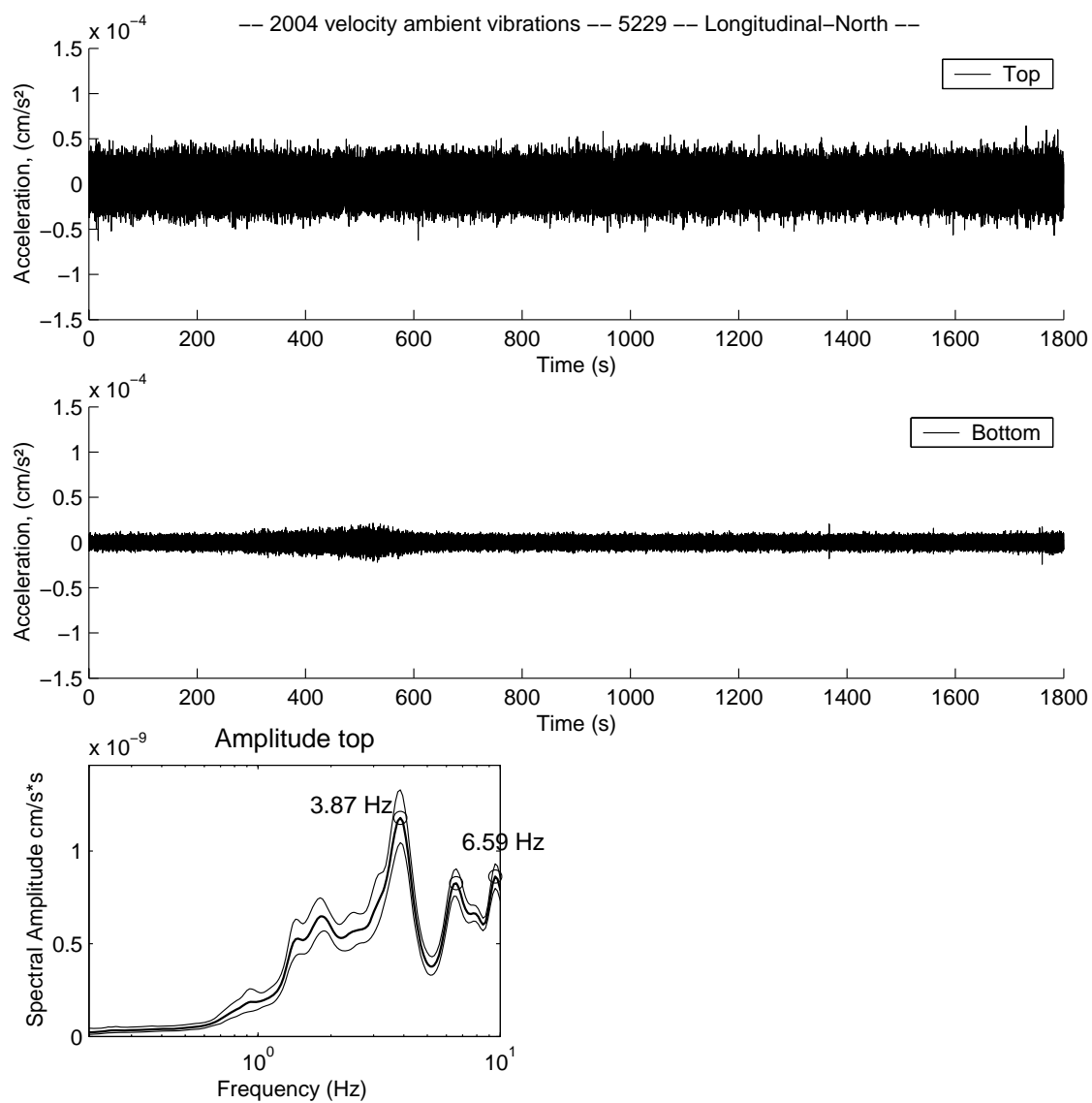


FIG. E.25 –

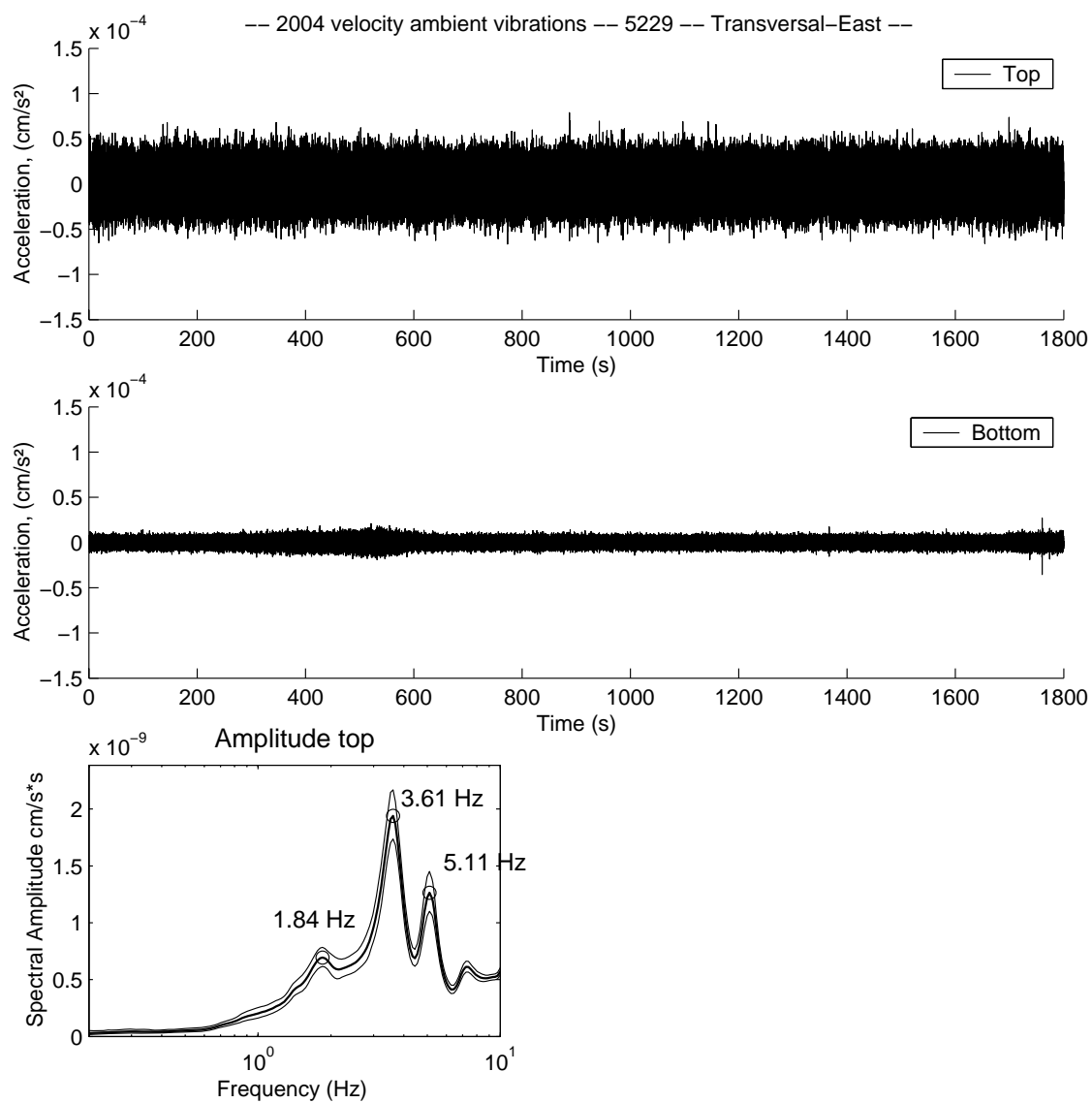


FIG. E.26 –

Annexe F

Traitement des poteaux le l'IUT

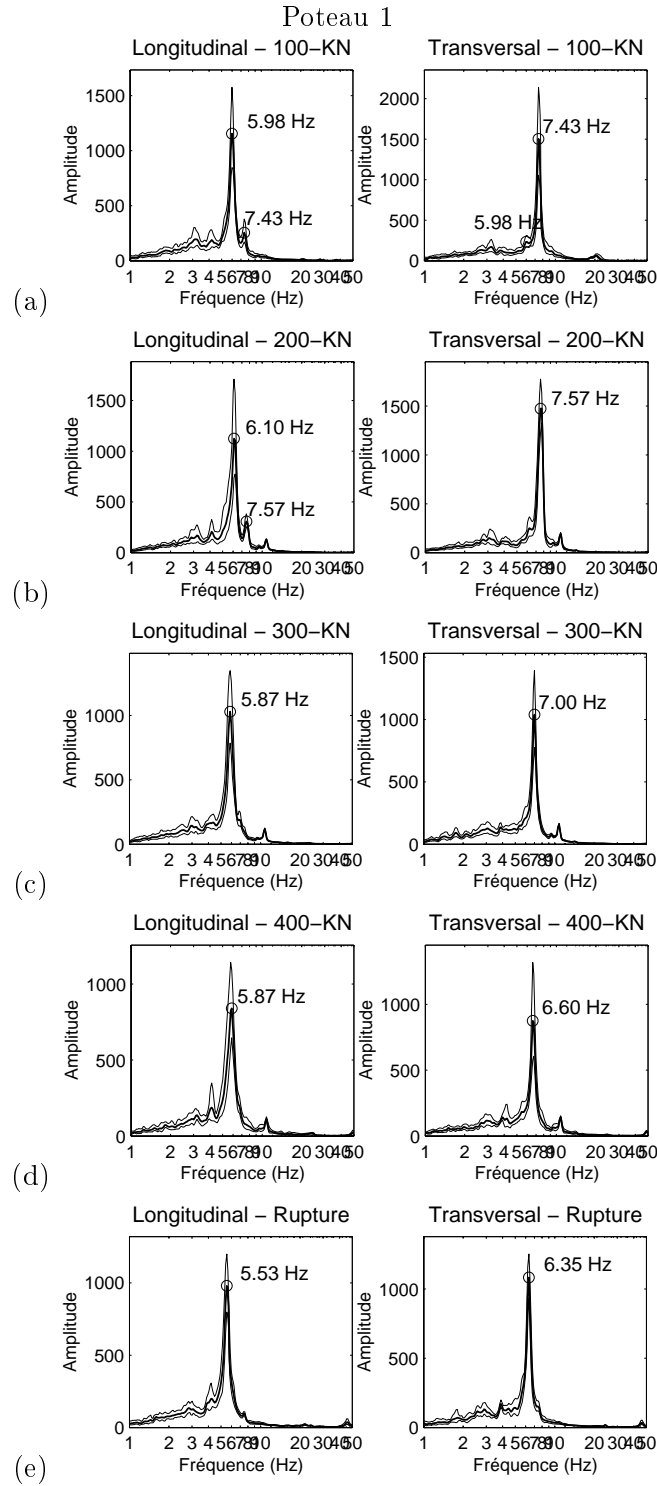


FIG. F.1 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 1 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) après $P=100$ KN, (b) après $P=200$ KN, (c) après $P=300$ KN, (d) après $P=400$ KN, (e) après la rupture à $P=430$ KN.

Poteau 2

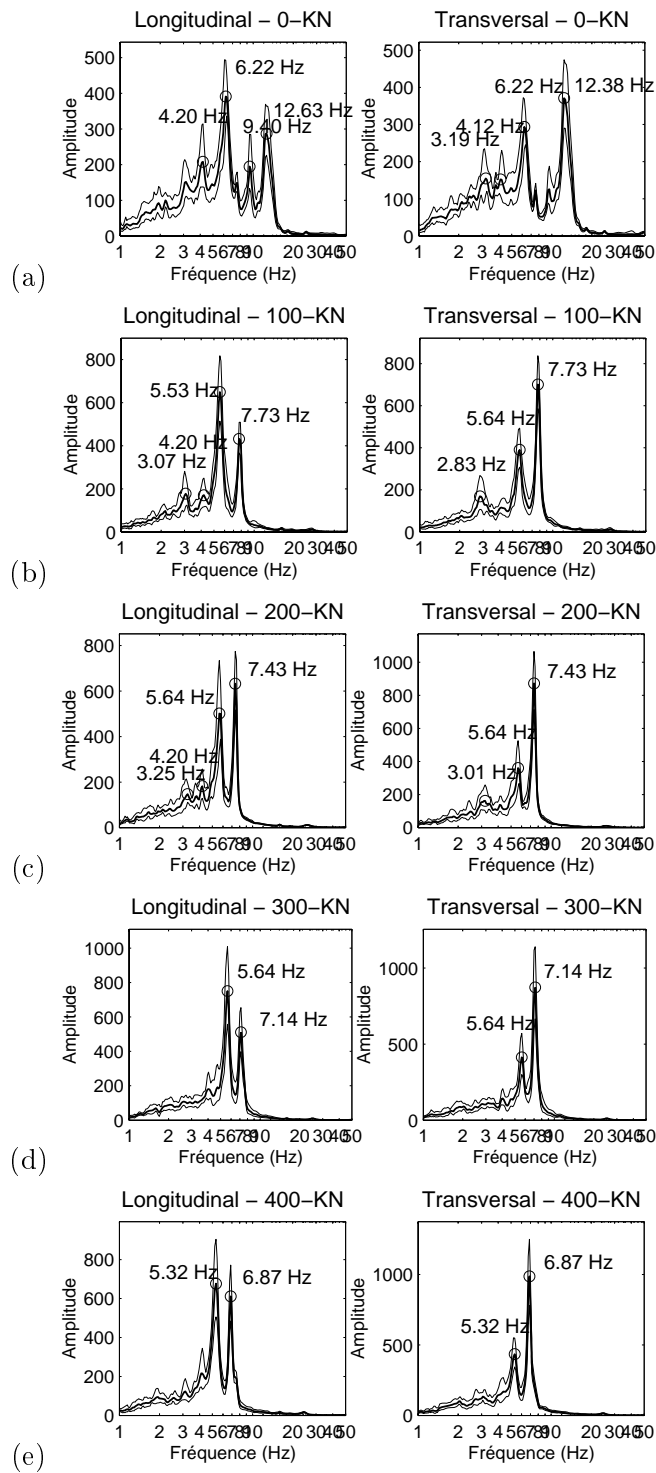


FIG. F.2 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 2 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=100$ KN, (c) après $P=200$ KN, (d) après $P=300$ KN, (e) après $P=400$ KN.

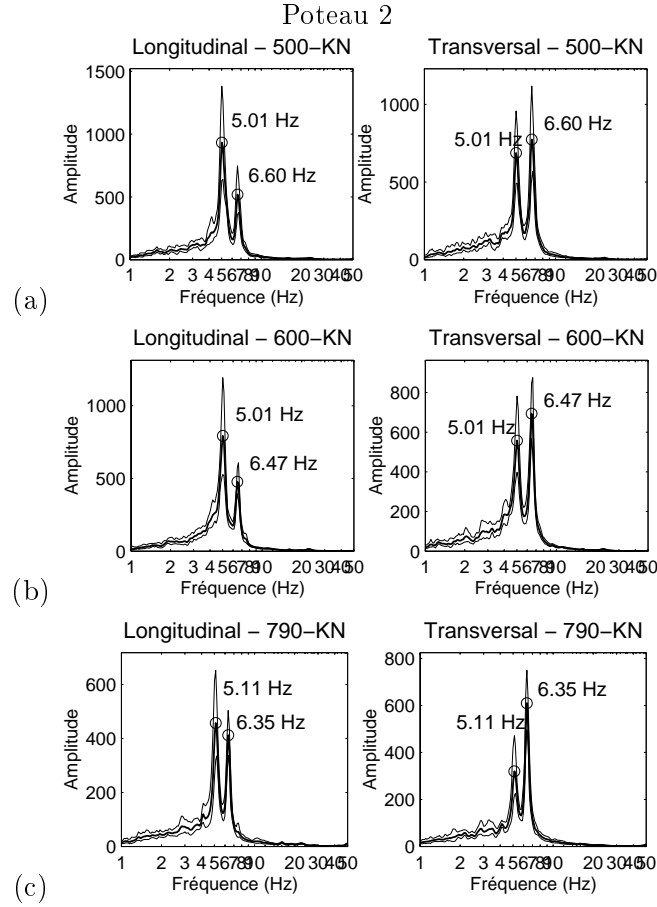


FIG. F.3 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 2 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) après $P=500\text{ KN}$, (b) après $P=600\text{ KN}$, (c) après $P=790\text{ KN}$.

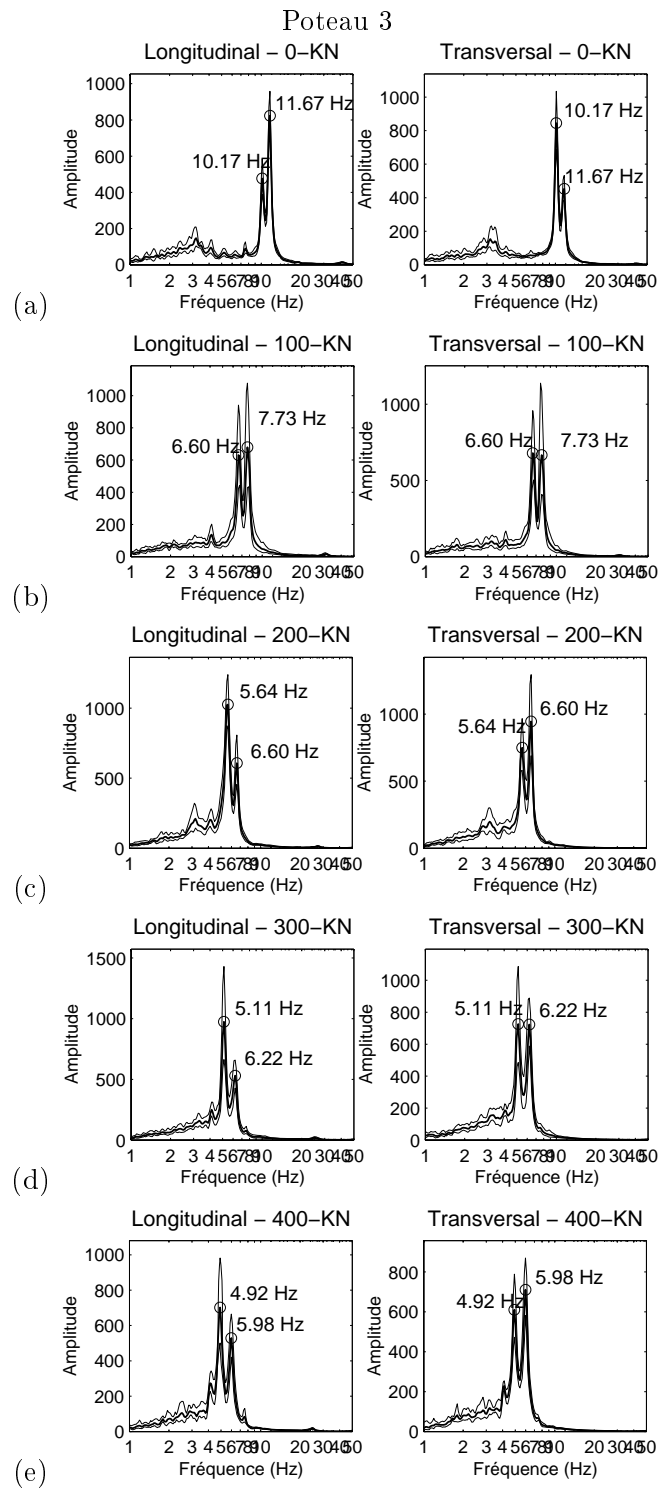


FIG. F.4 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 3 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=100$ KN, (c) après $P=200$ KN, (d) après $P=300$ KN, (e) après $P=400$ KN.

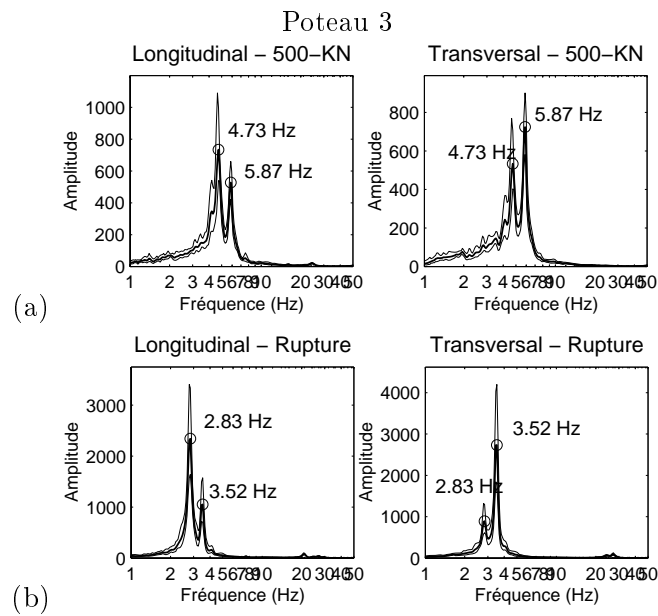


FIG. F.5 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 3 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) après $P=500\text{ KN}$, (b) après la rupture.

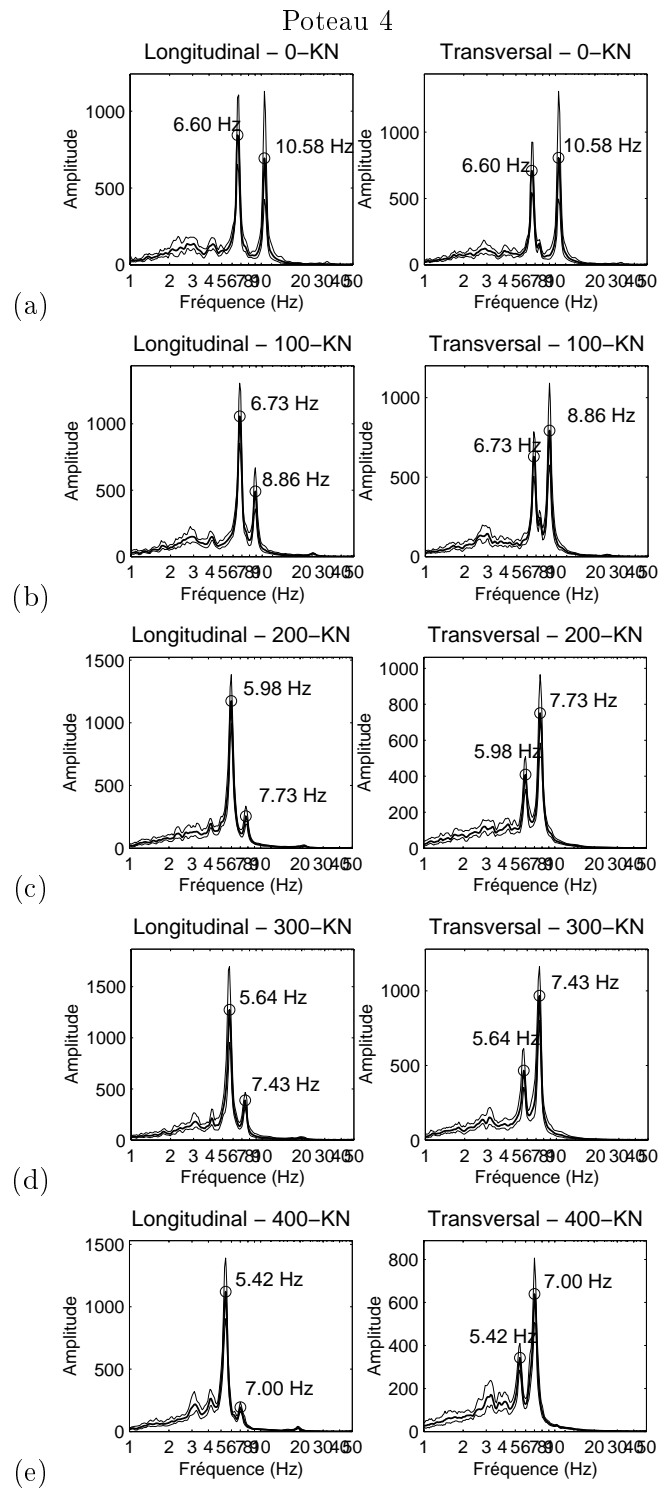


FIG. F.6 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 4 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=100$ KN, (c) après $P=200$ KN, (d) après $P=300$ KN, (e) après $P=400$ KN.

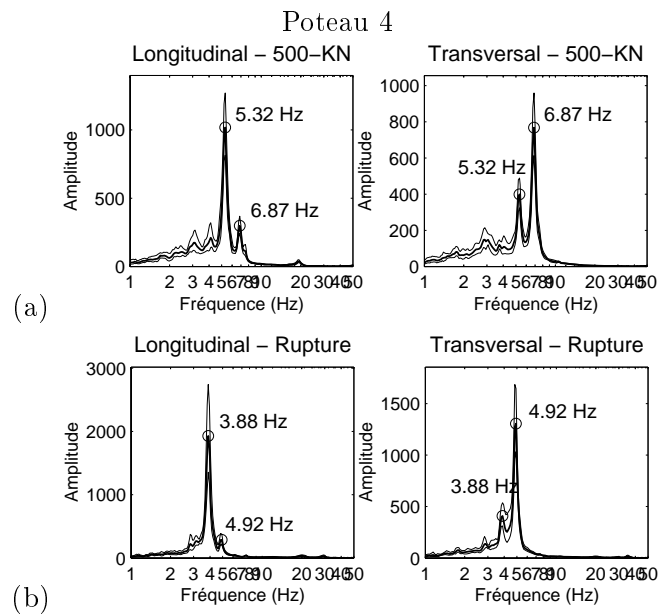


FIG. F.7 – Spectres d'amplitude dans les direction Nord et Est de l'enregistrement au sommet du poteau 4 après les différent états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée 5 minutes. (a) après $P=500\text{ KN}$, (b) après la rupture.

Annexe G

Traitement des poutres de l'IUT

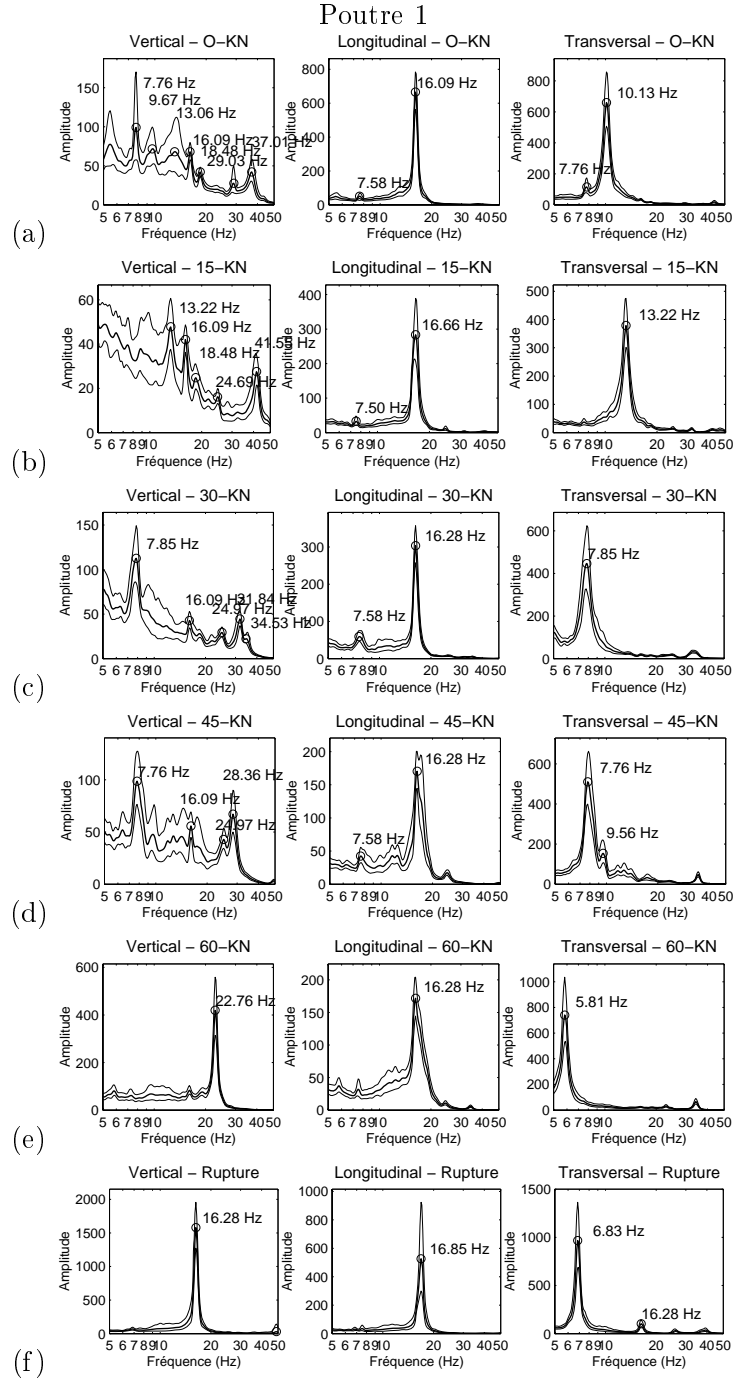


FIG. G.1 – Spectres d'amplitude dans les directions verticales et transversales de l'enregistrement du milieu de la poutre 1 après les différents états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée variant entre 5 et 15 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=15$ KN, (c) après $P=30$ KN, (d) après $P=45$ KN, (e) après $P=60$ KN, (f) après la rupture à $P=73$ KN.

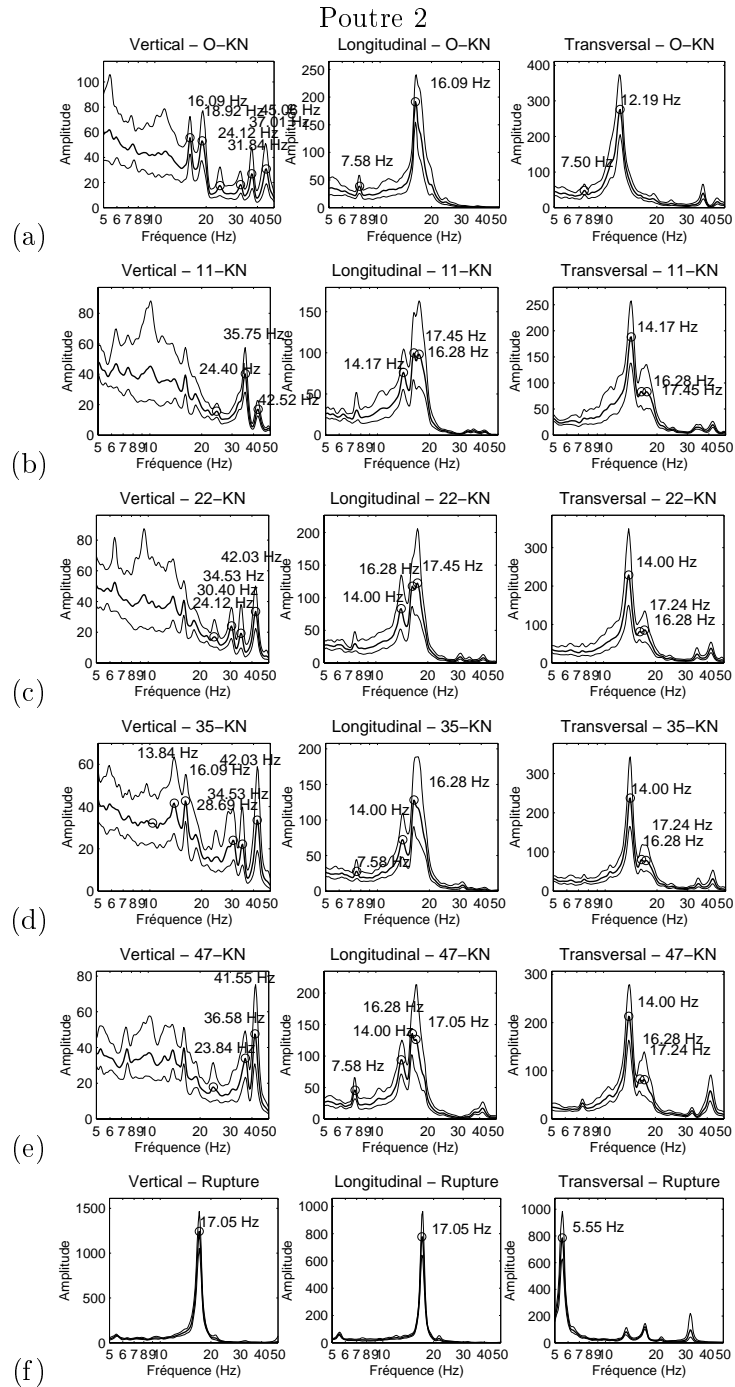


FIG. G.2 – Spectres d'amplitude dans les directions verticales et transversales de l'enregistrement du milieu de la poutre 2 après les différents états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée variant entre 5 et 15 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=11$ kN, (c) après $P=22$ kN, (d) après $P=35$ kN, (e) après $P=47$ kN, (f) après la rupture à $P=76$ kN.

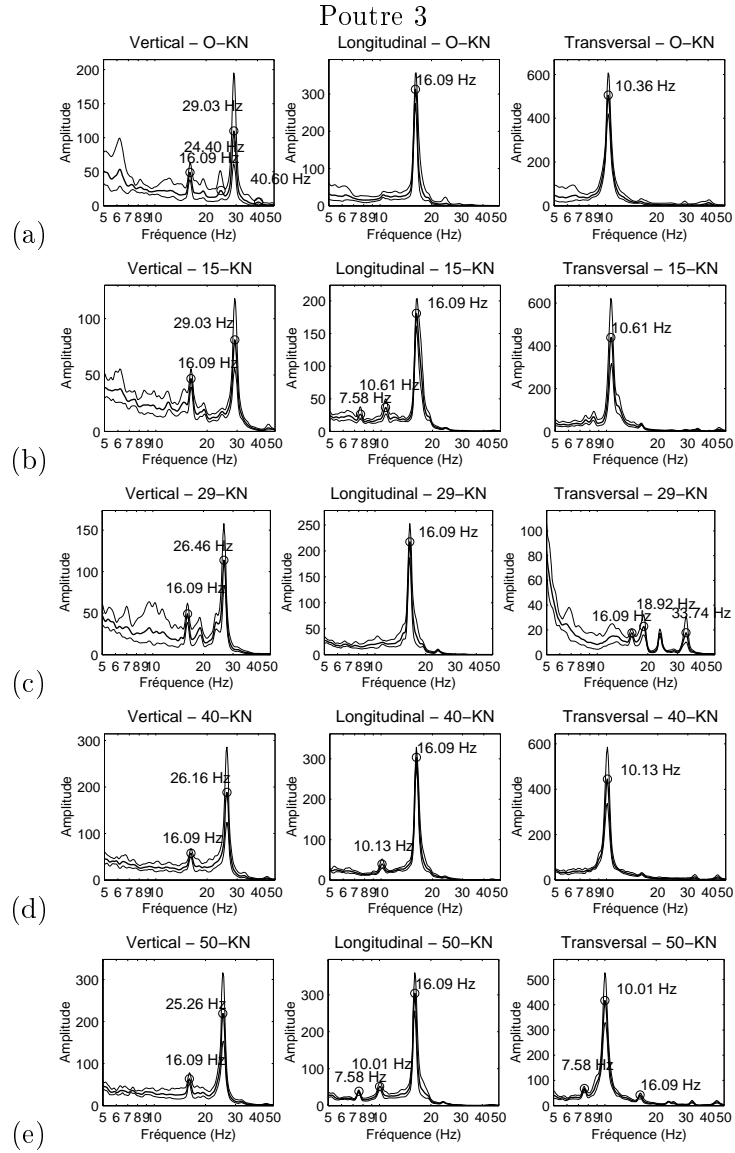


FIG. G.3 – Spectres d'amplitude dans les directions verticales et transversales de l'enregistrement du milieu de la poutre 3 après les différents états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée variant entre 5 et 15 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=15$ KN, (c) après $P=29$ KN, (d) après $P=40$ KN, (e) après $P=50$ KN.

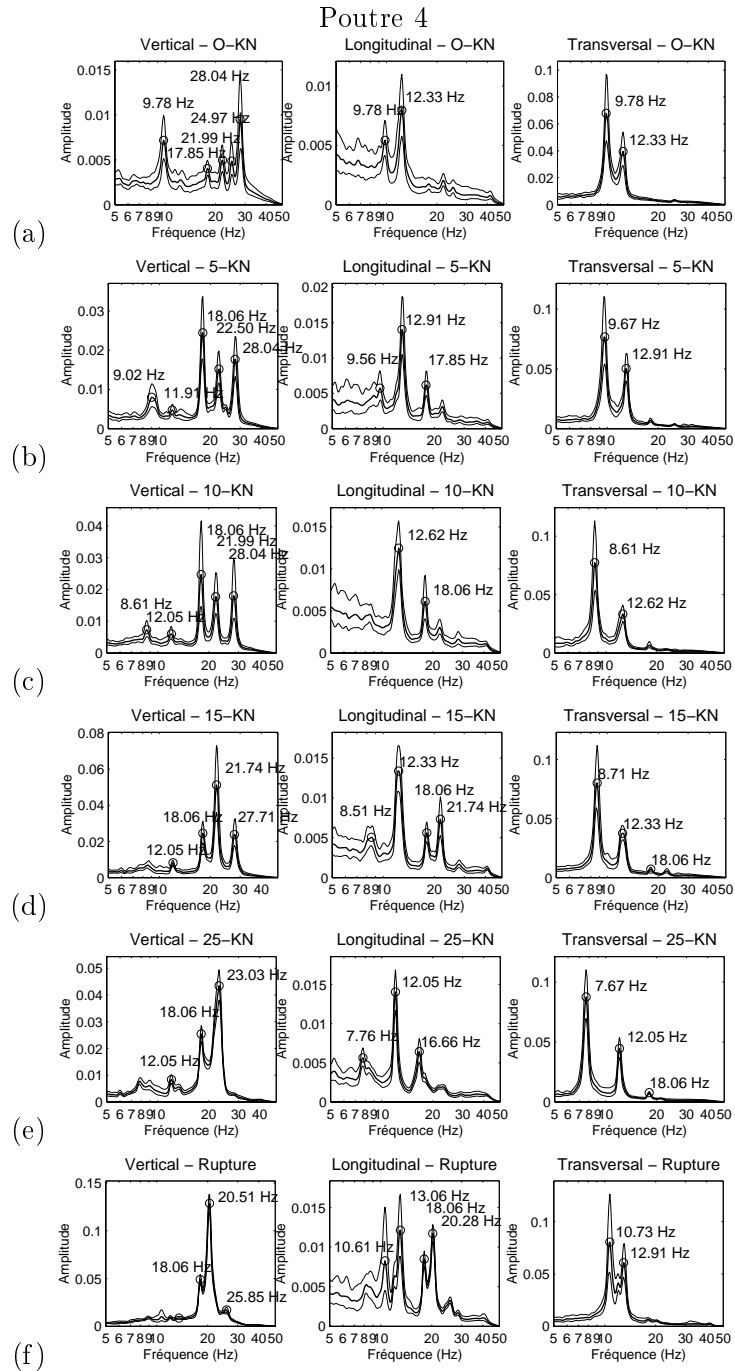


FIG. G.4 – Spectres d'amplitude dans les directions verticales et transversales de l'enregistrement du milieu de la poutre 4 après les différents états de chargement. Le spectre est réalisé sur des enregistrements de bruit de fond d'une durée variant entre 5 et 15 minutes. (a) avant chargement, (b) après $P=20$ KN, (c) après $P=30$ KN, (d) après $P=50$ KN, (e) après $P=60$ KN, (f) après la rupture à $P=77$ KN.

Annexe H

Cité des 1200 Logements 3 blocs

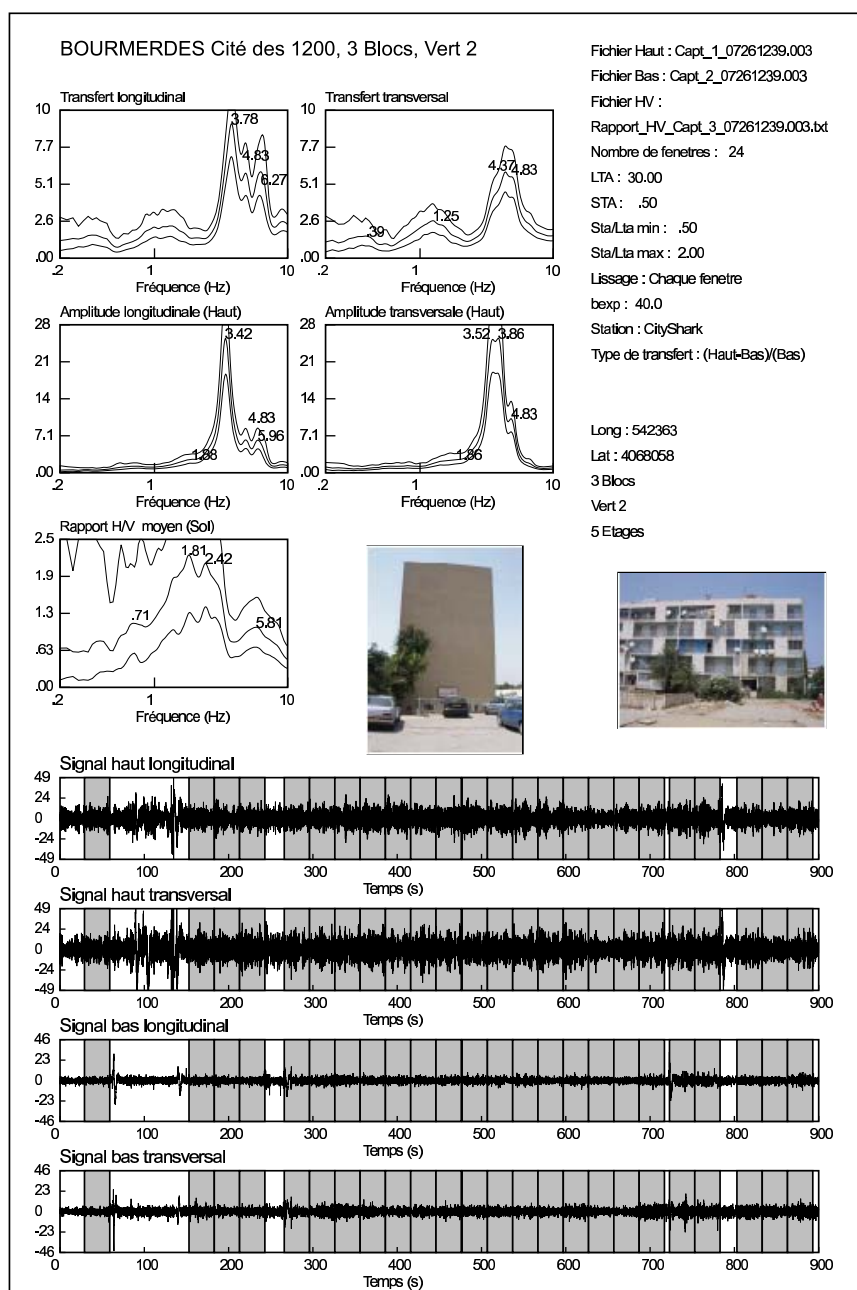


FIG. H.1 – Bâtiment 3B_1

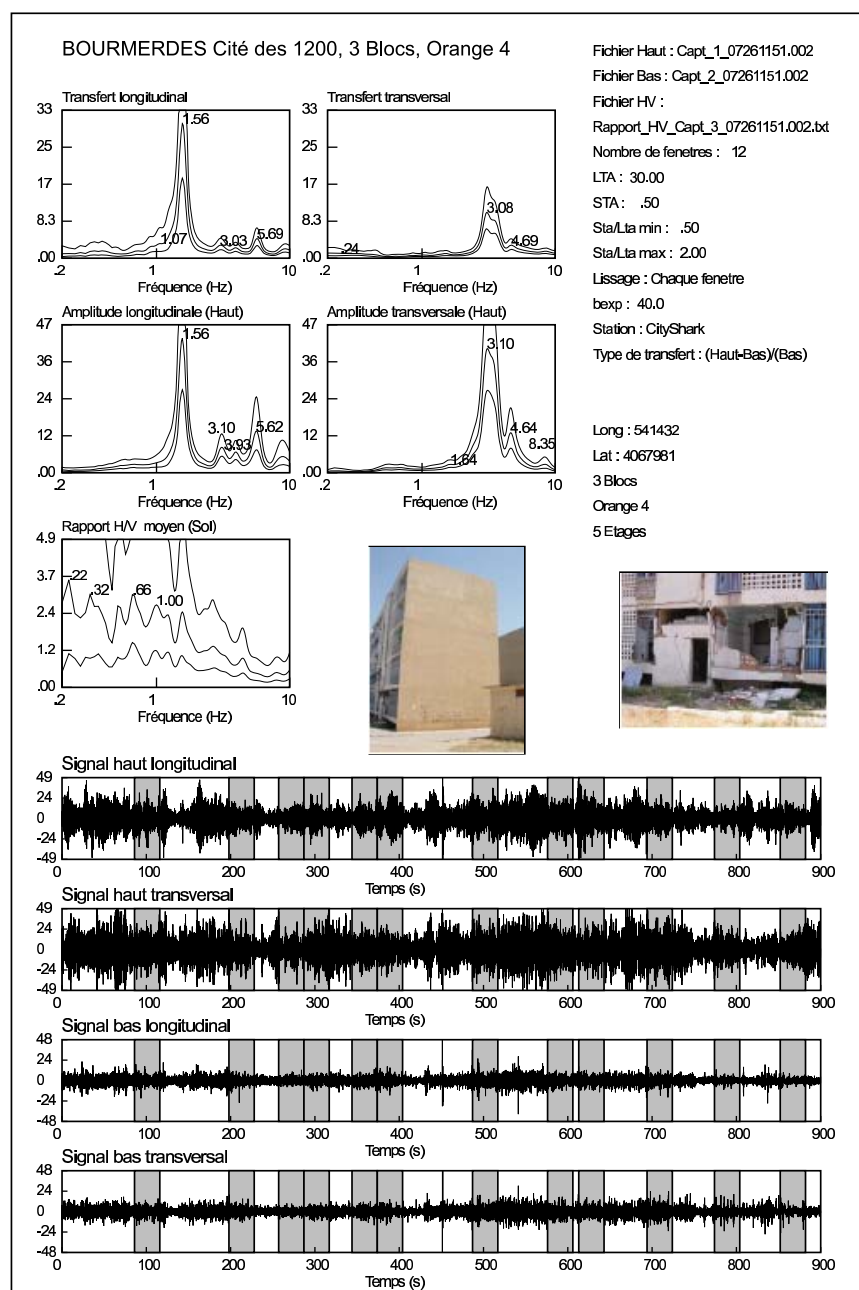


FIG. H.2 – Bâtiment 3B_2

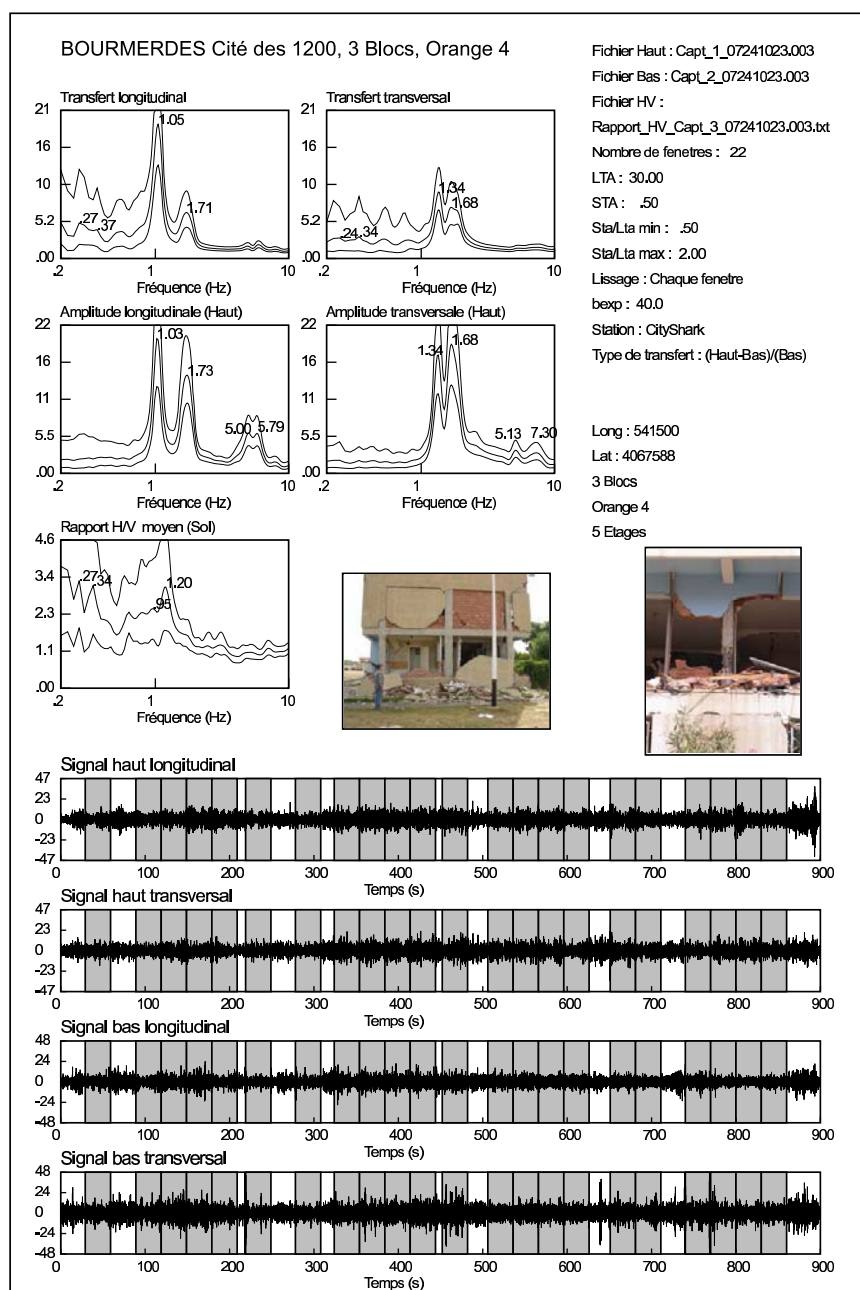


FIG. H.3 – Bâtiment 3B_3

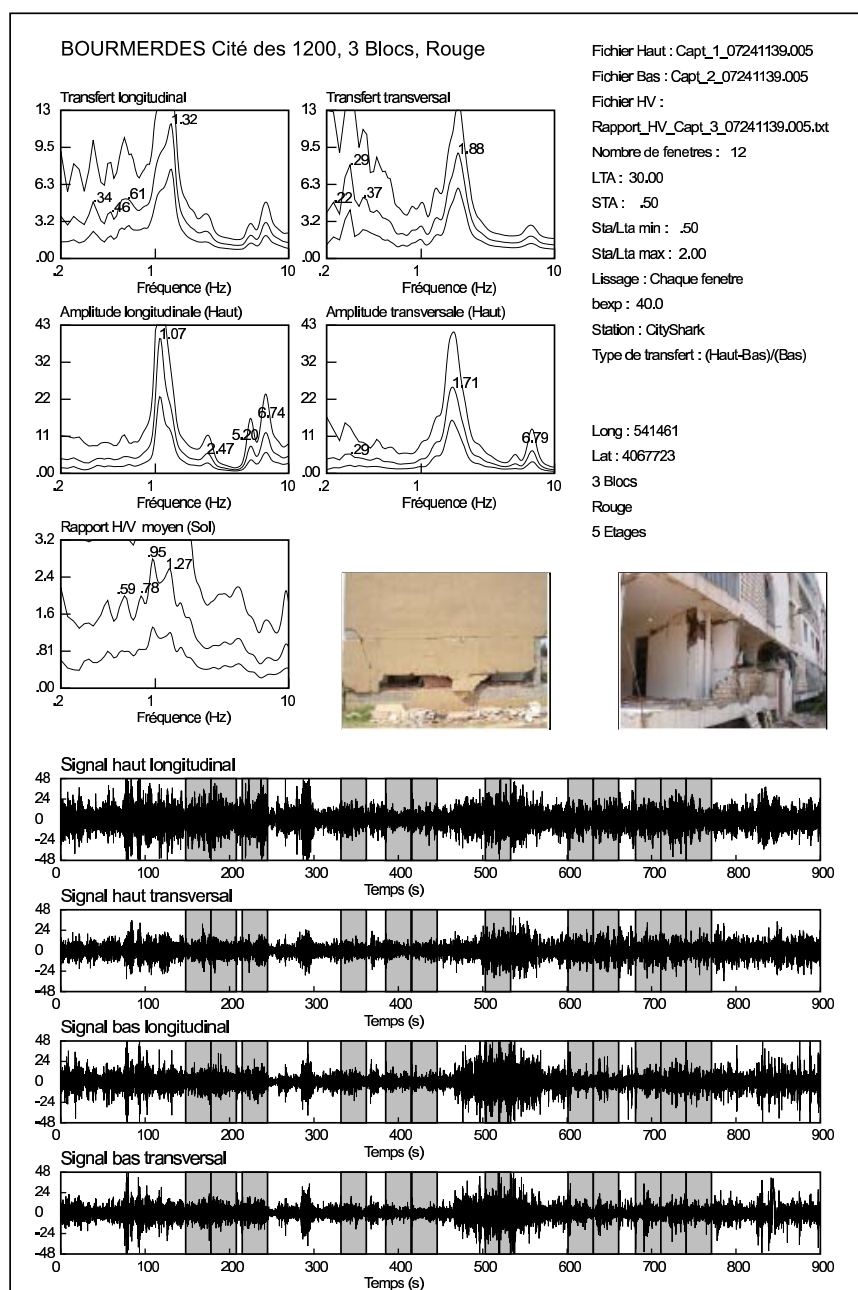


FIG. H.4 – Bâtiment 3B_4

Annexe I

Cité des 1200 Logements 2 blocs

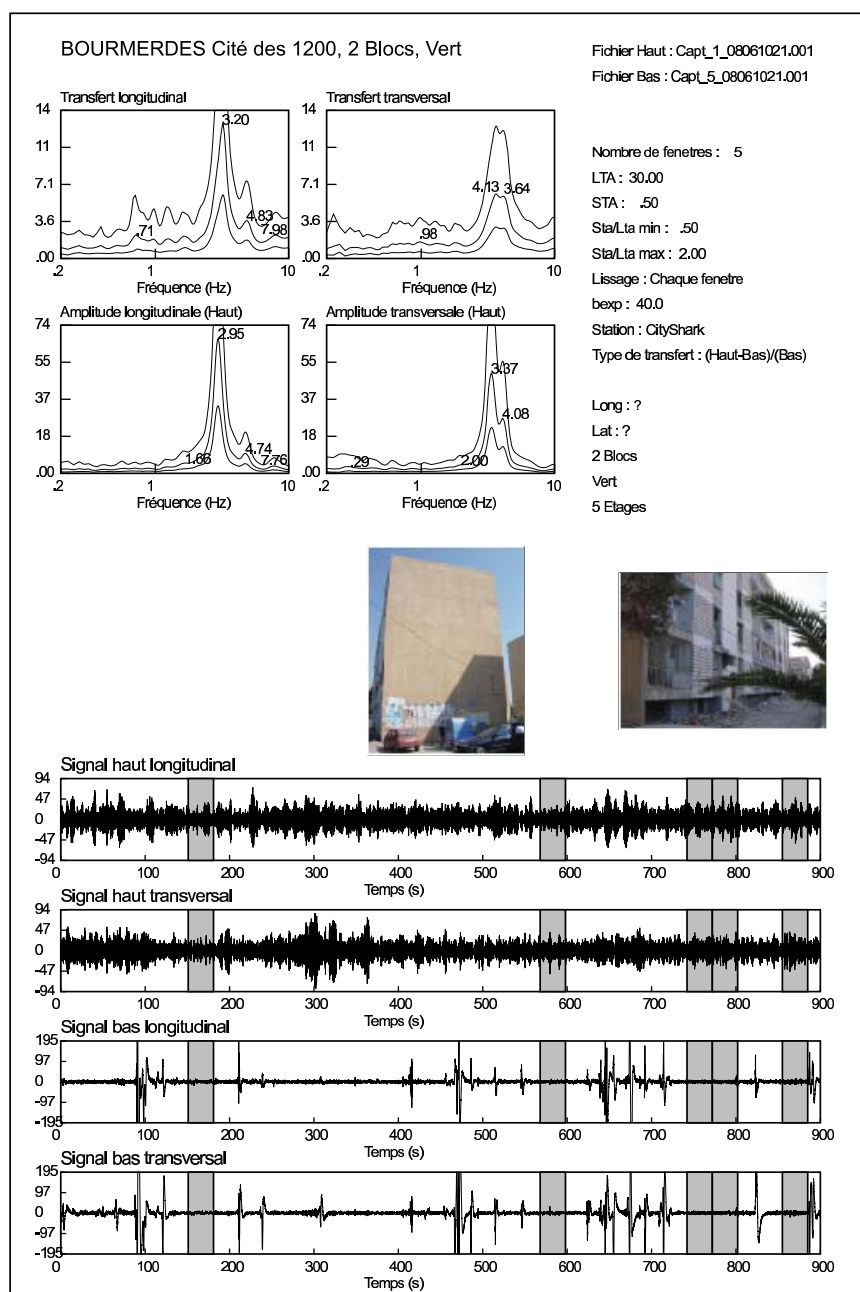


FIG. I.1 – Bâtiment 2B_1

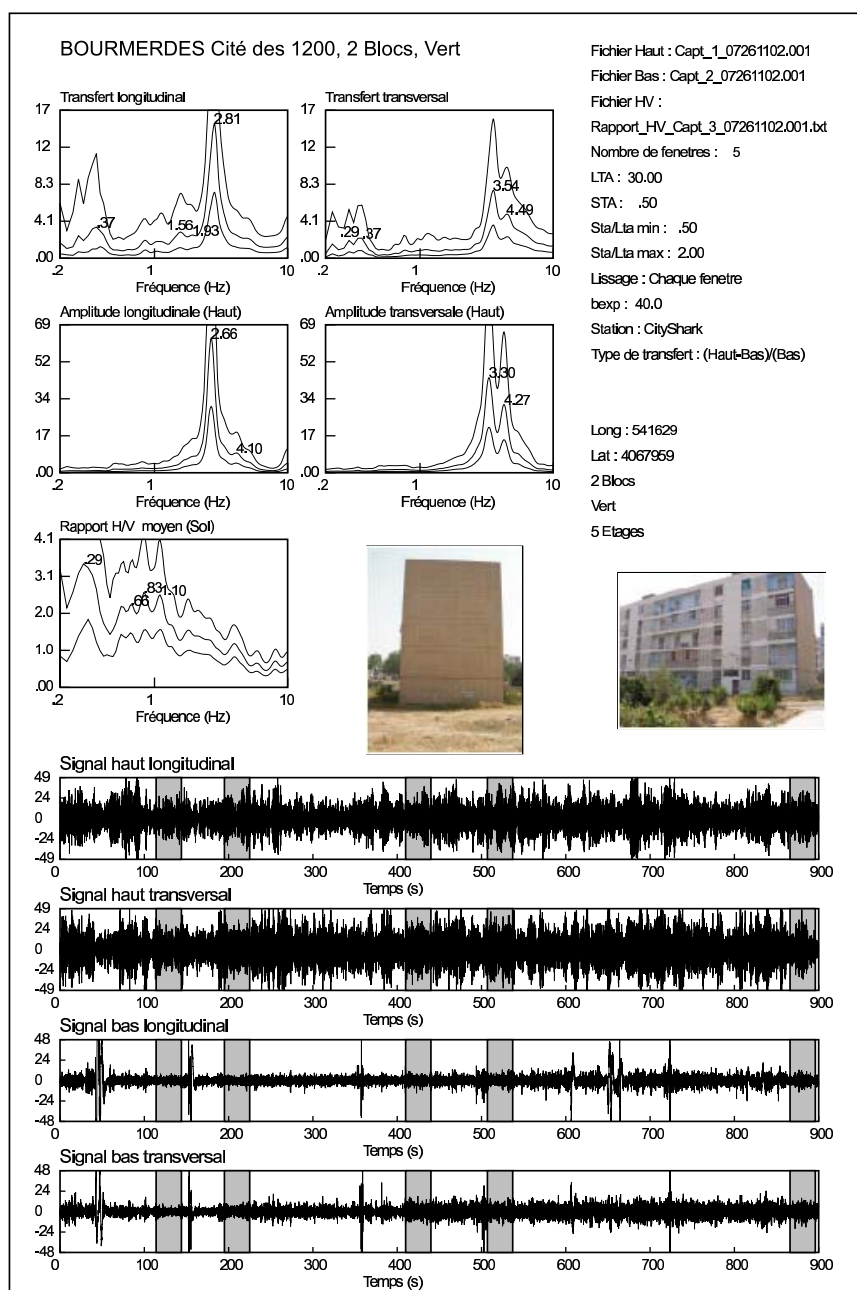


FIG. I.2 – Bâtiment 2B_2

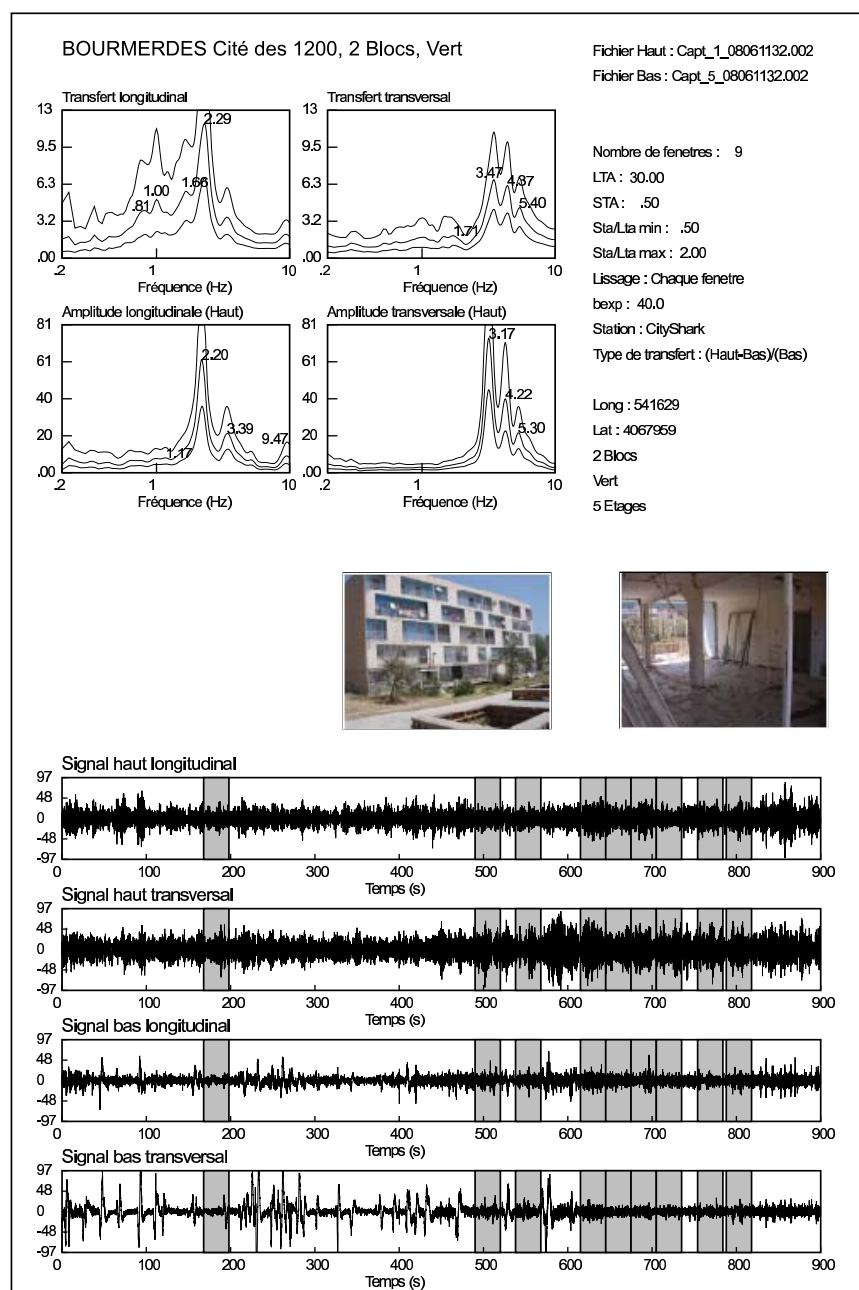


FIG. I.3 – Bâtiment 2B_2bis

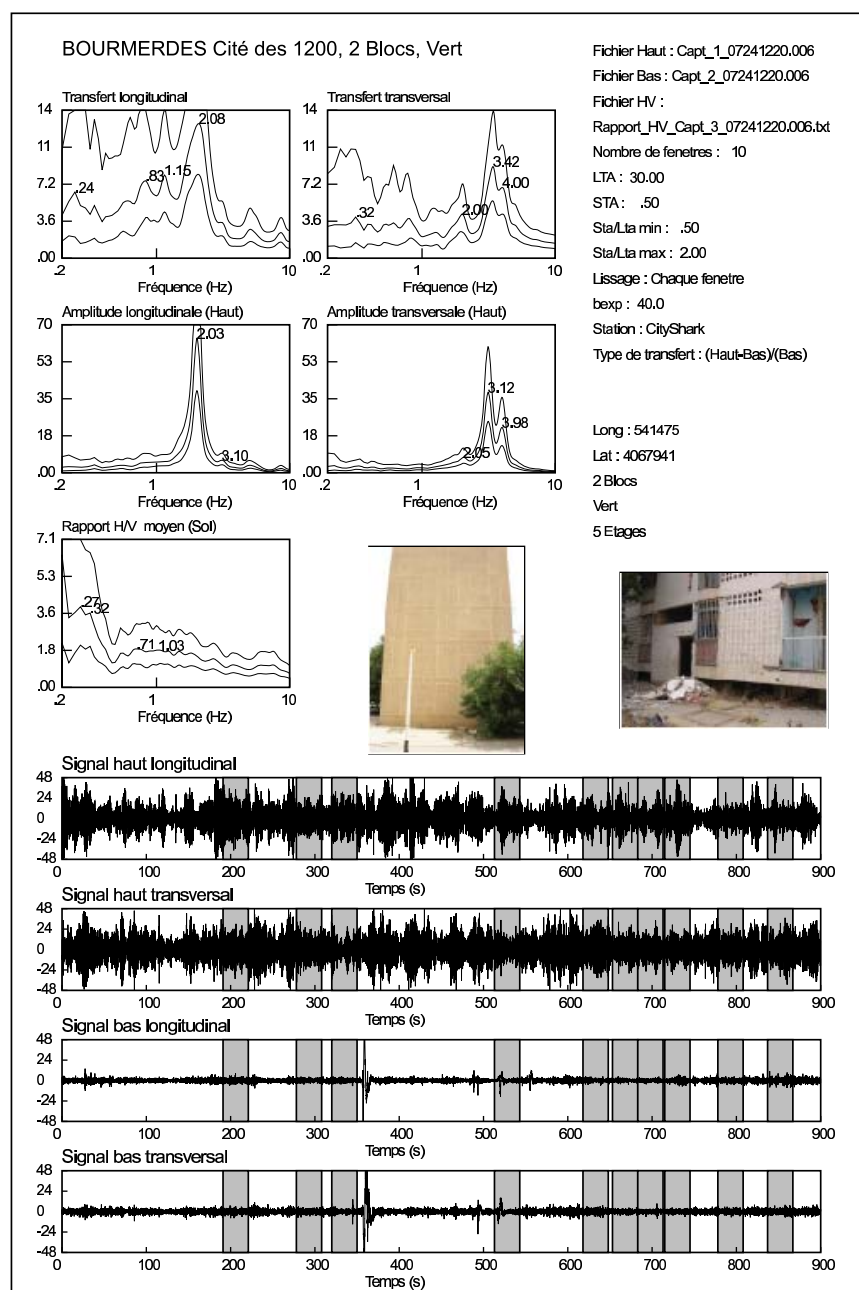


FIG. I.4 – Bâtiment 2B_3

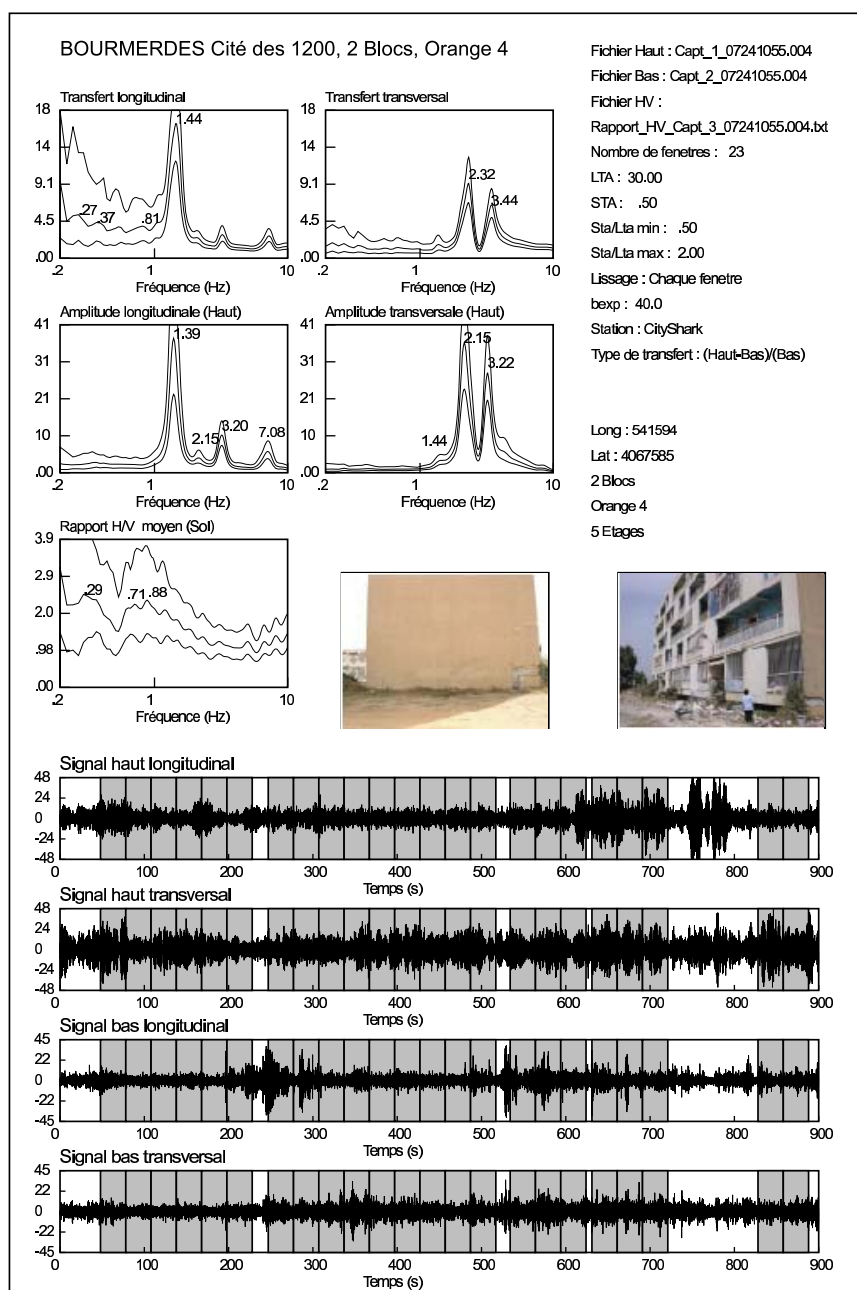


FIG. I.5 – Bâtiment 2B_4

Annexe J

Cité des 800 Logements 10 étages

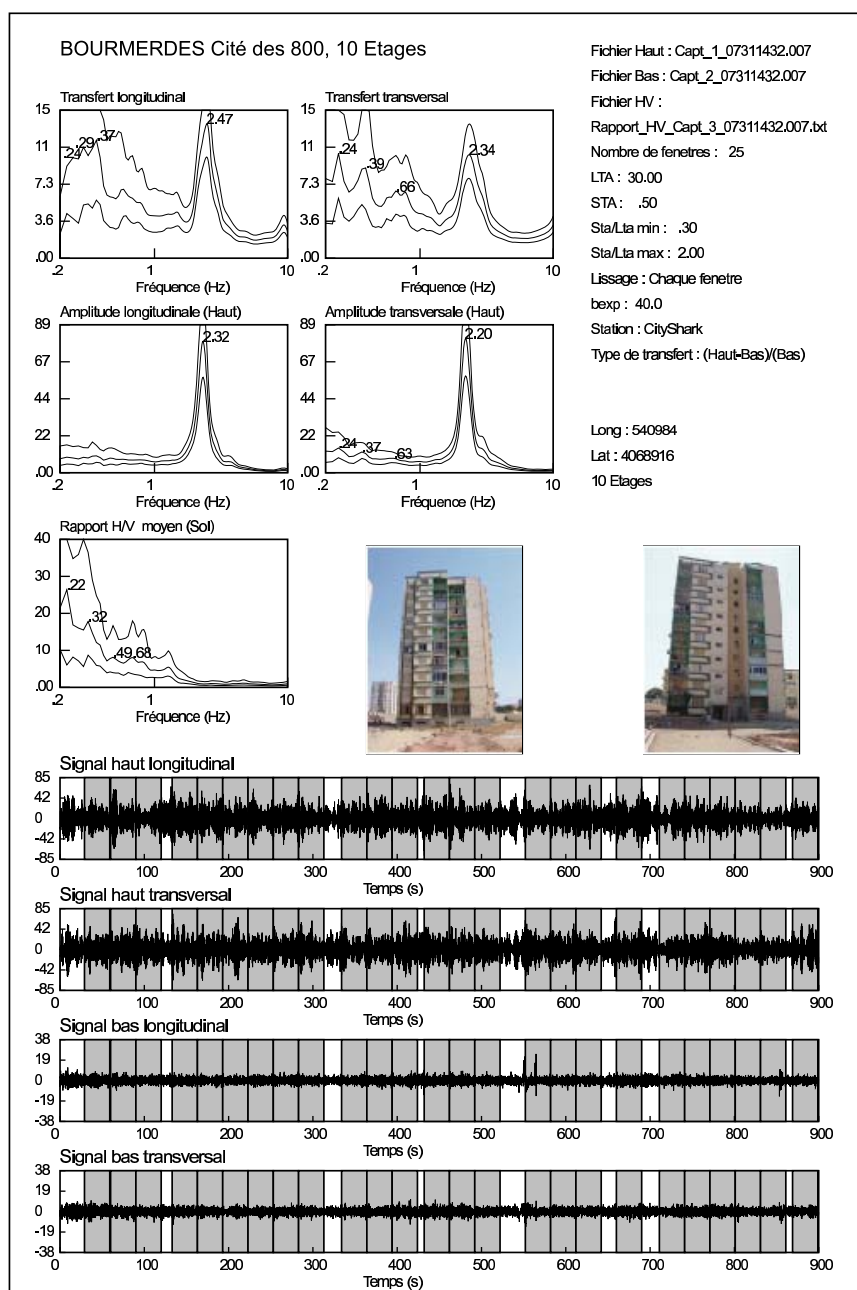


FIG. J.1 – Bâtiment 800_10_1

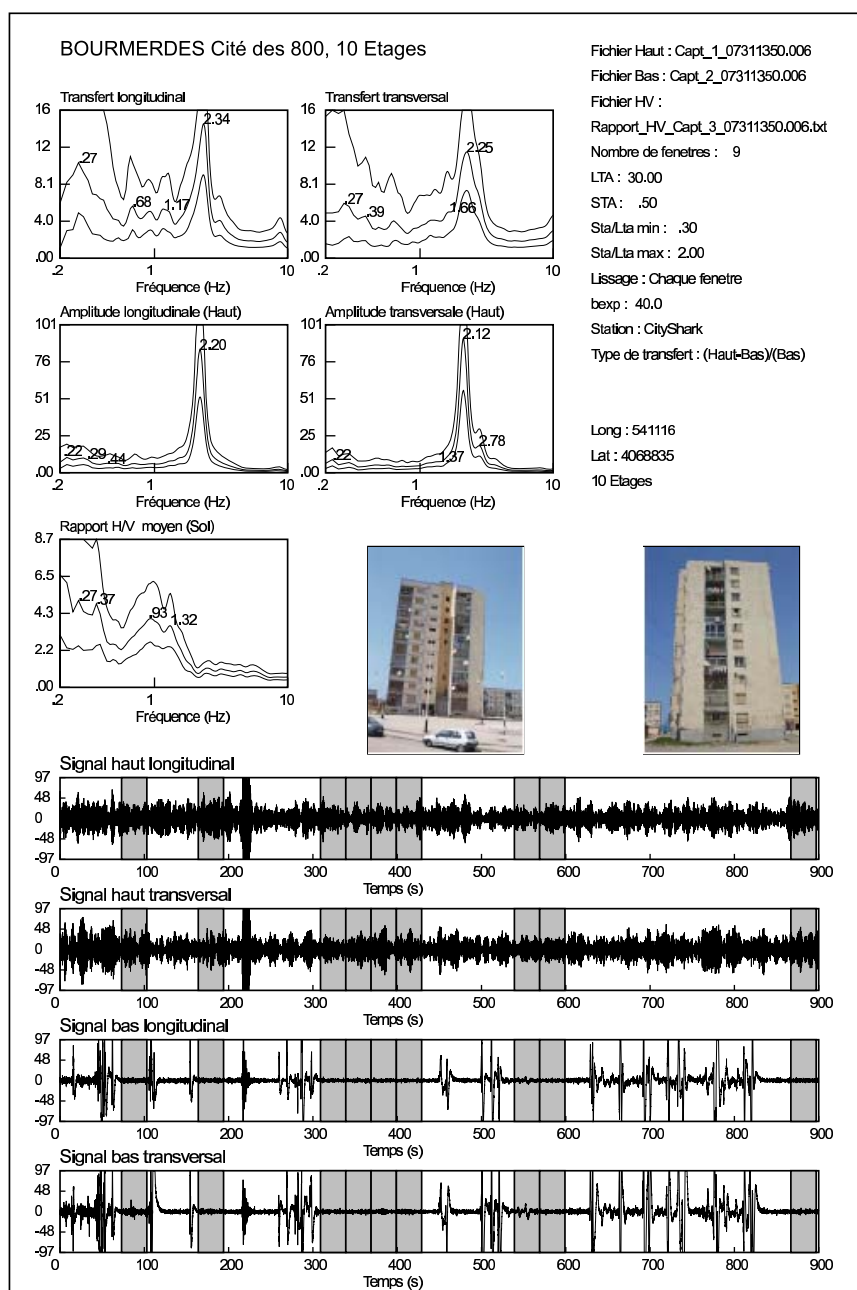


FIG. J.2 – Bâtiment 800_10_2

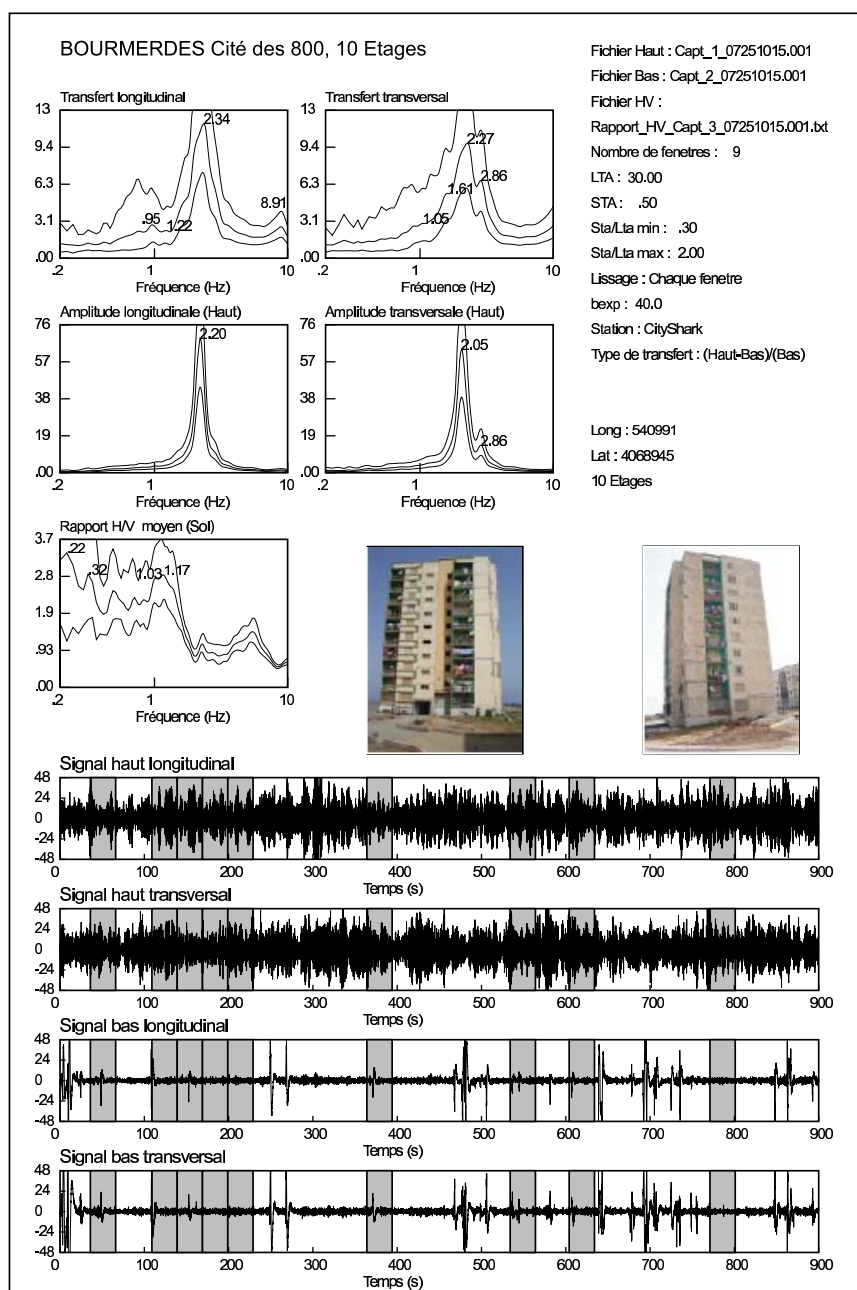


FIG. J.3 – Bâtiment 800_10_3

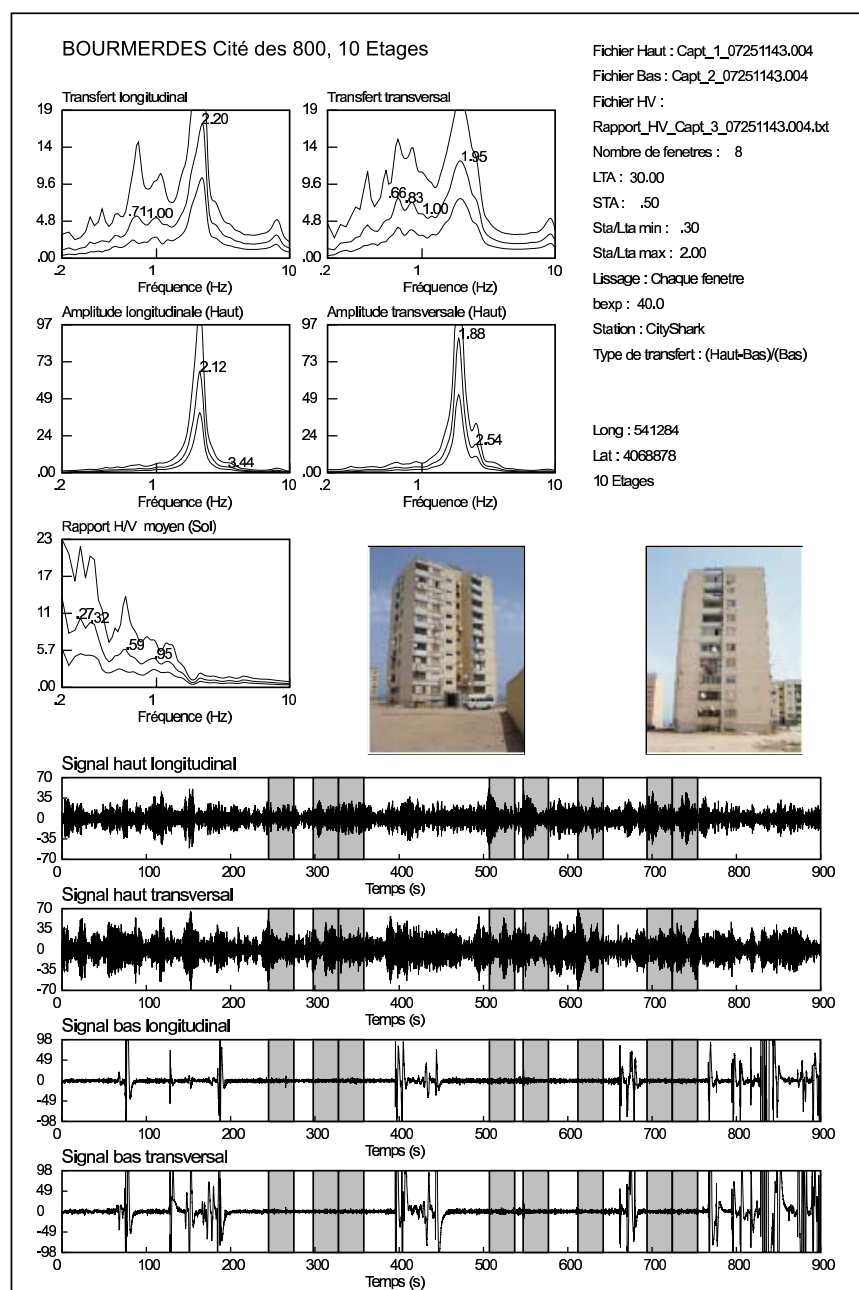


FIG. J.4 – Bâtiment 800_10_4

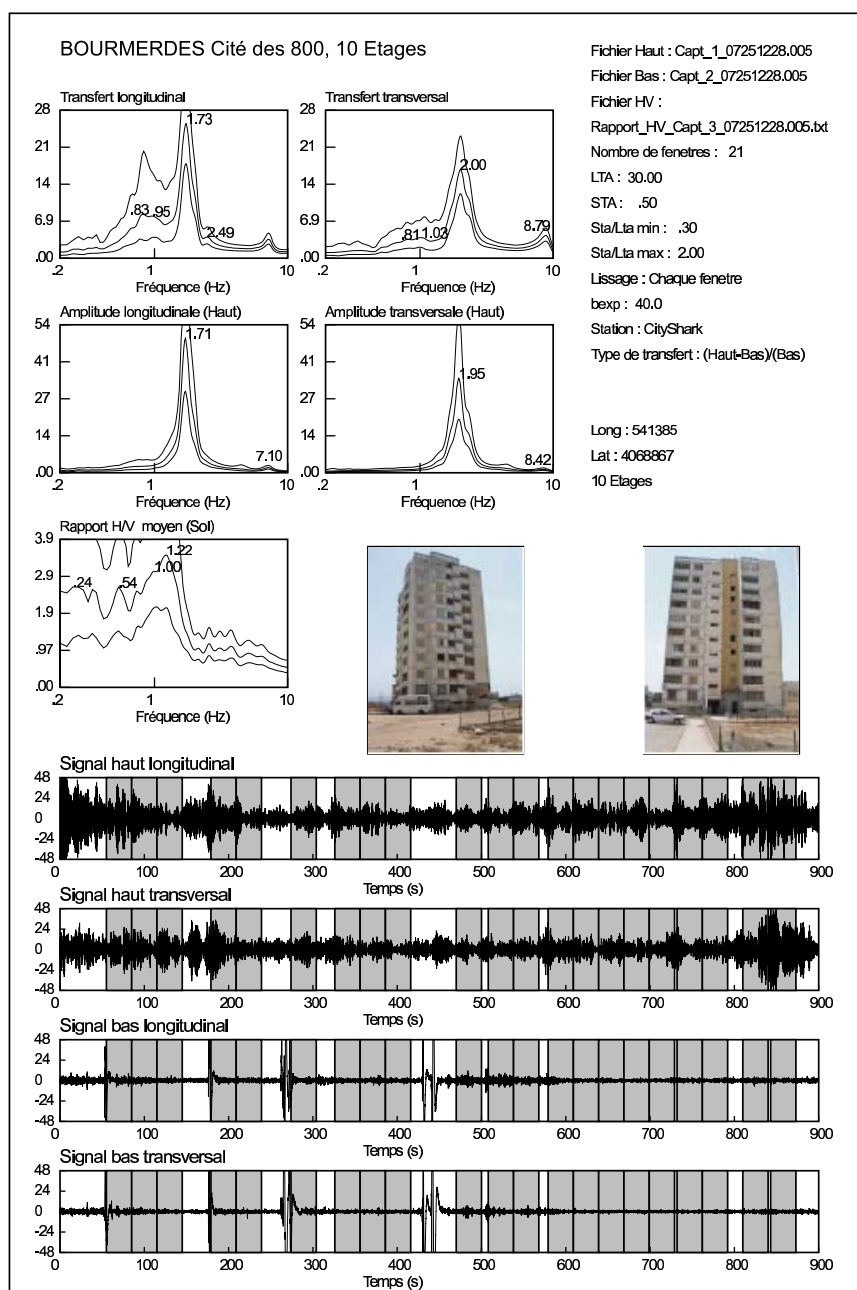


FIG. J.5 – Bâtiment 800_10_5

Annexe K

Cité des 800 Logements 5 étages

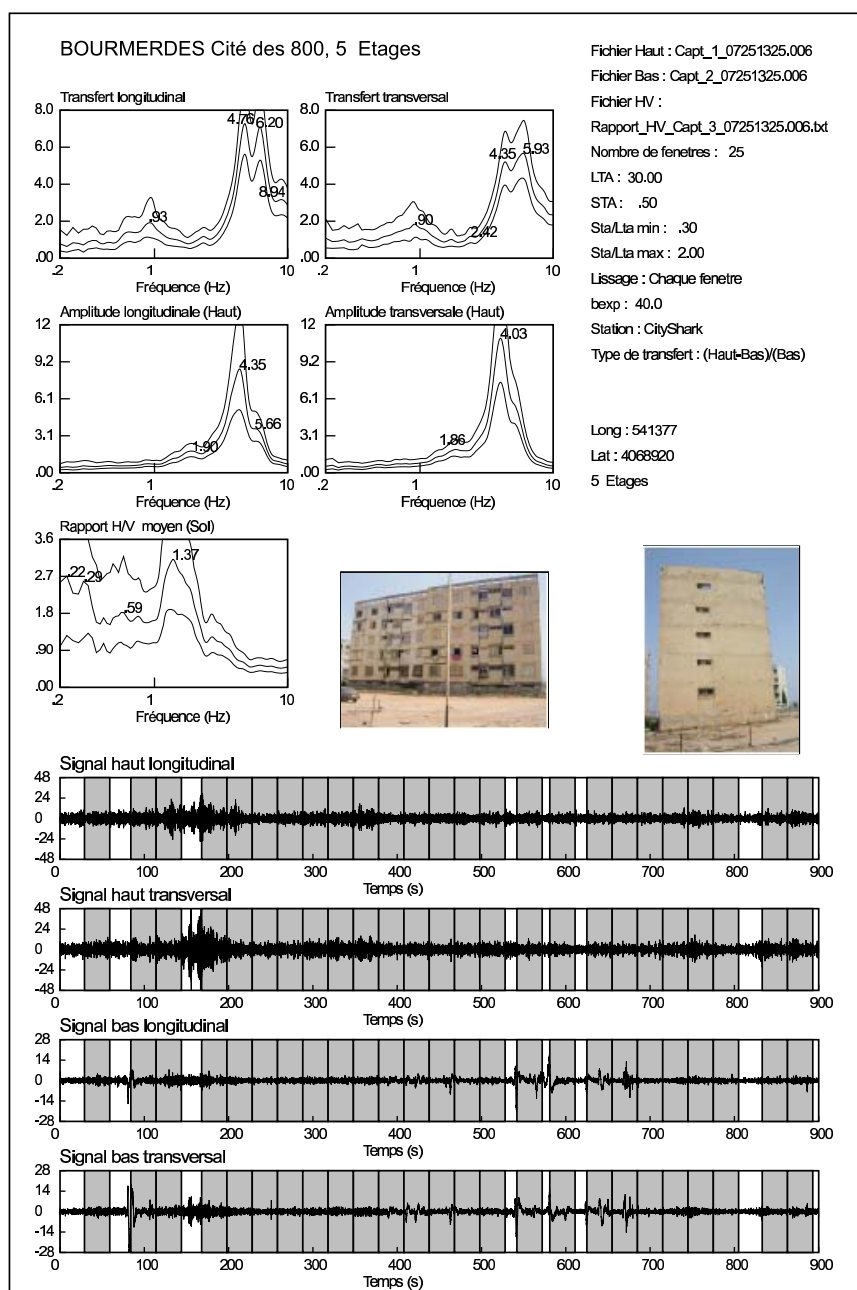


FIG. K.1 – Bâtiment 800_5_1

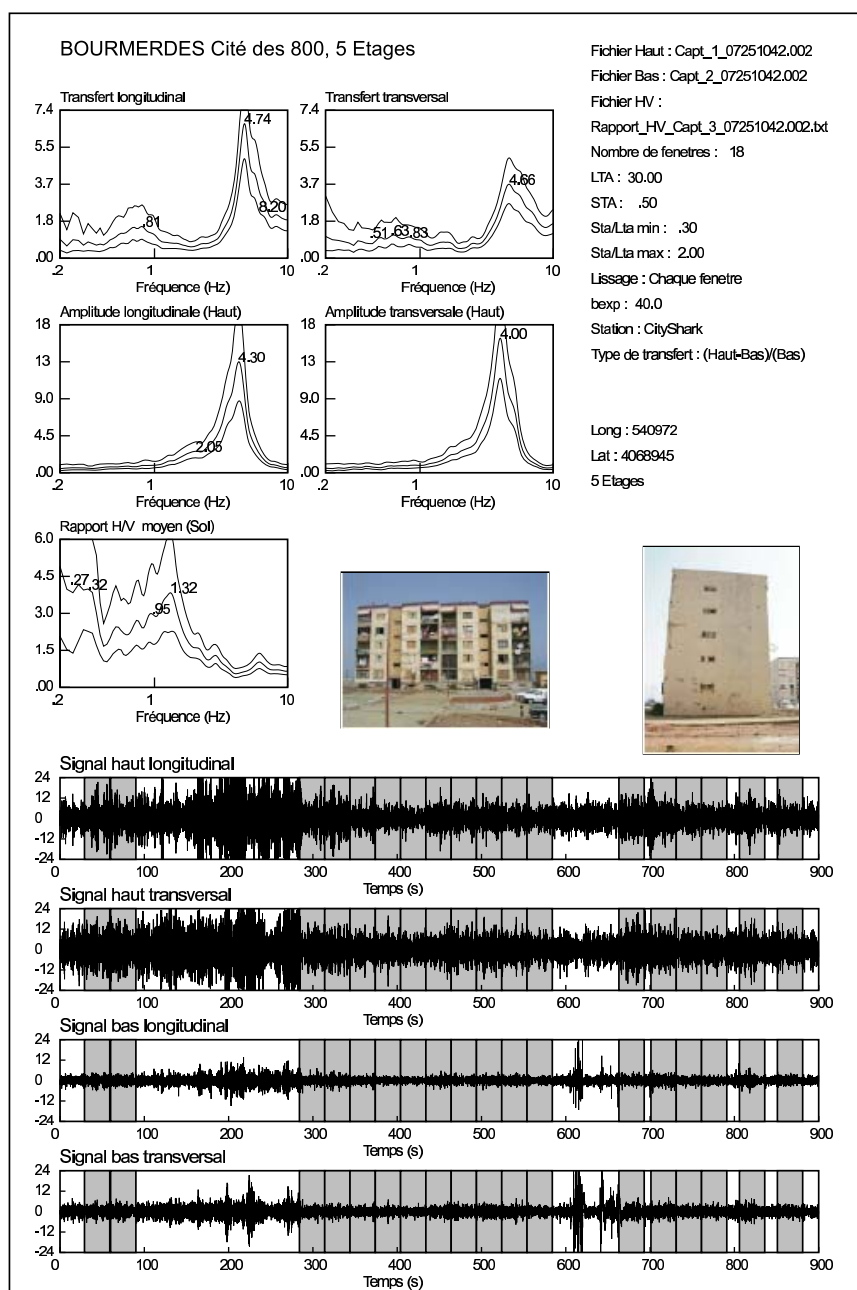


FIG. K.2 – Bâtiment 800_5_2

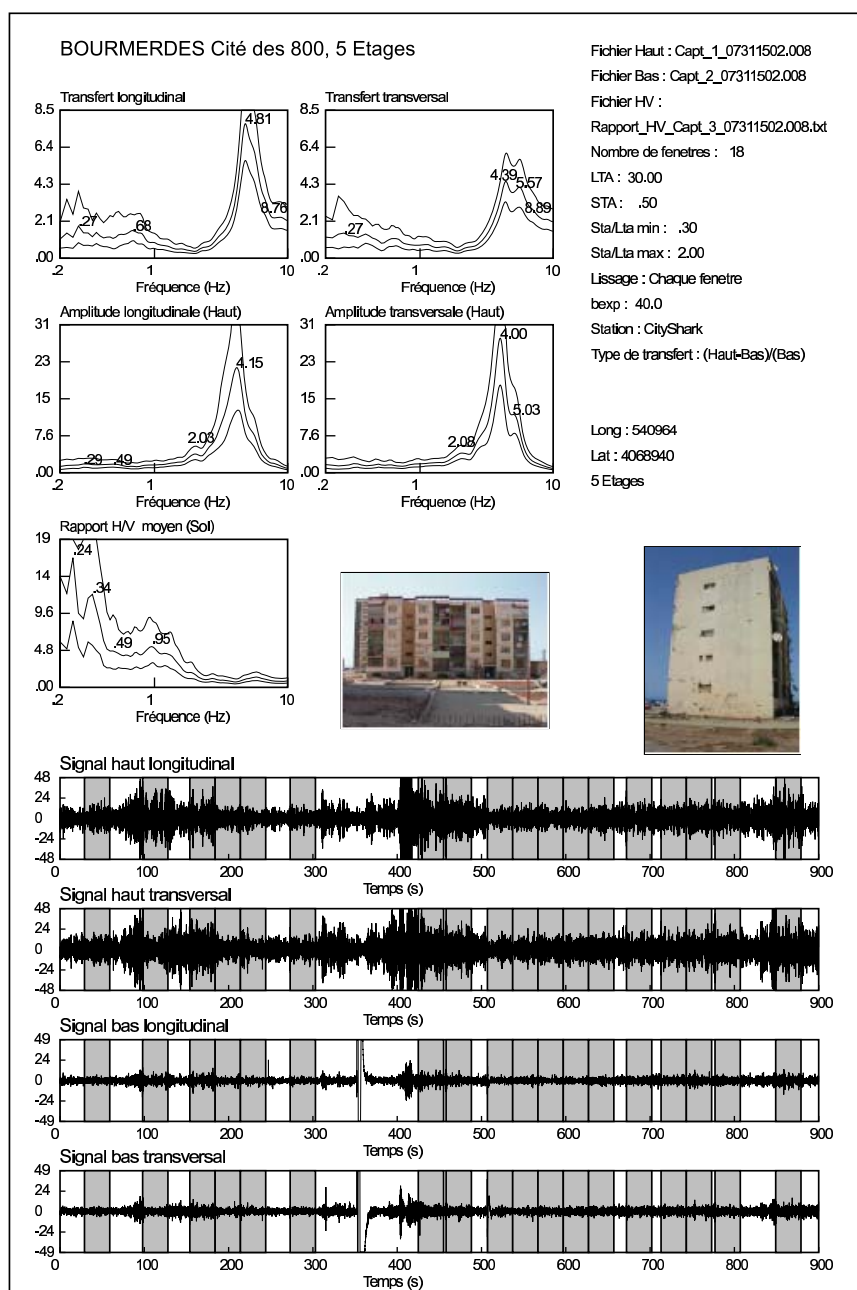


FIG. K.3 – Bâtiment 800_5_3

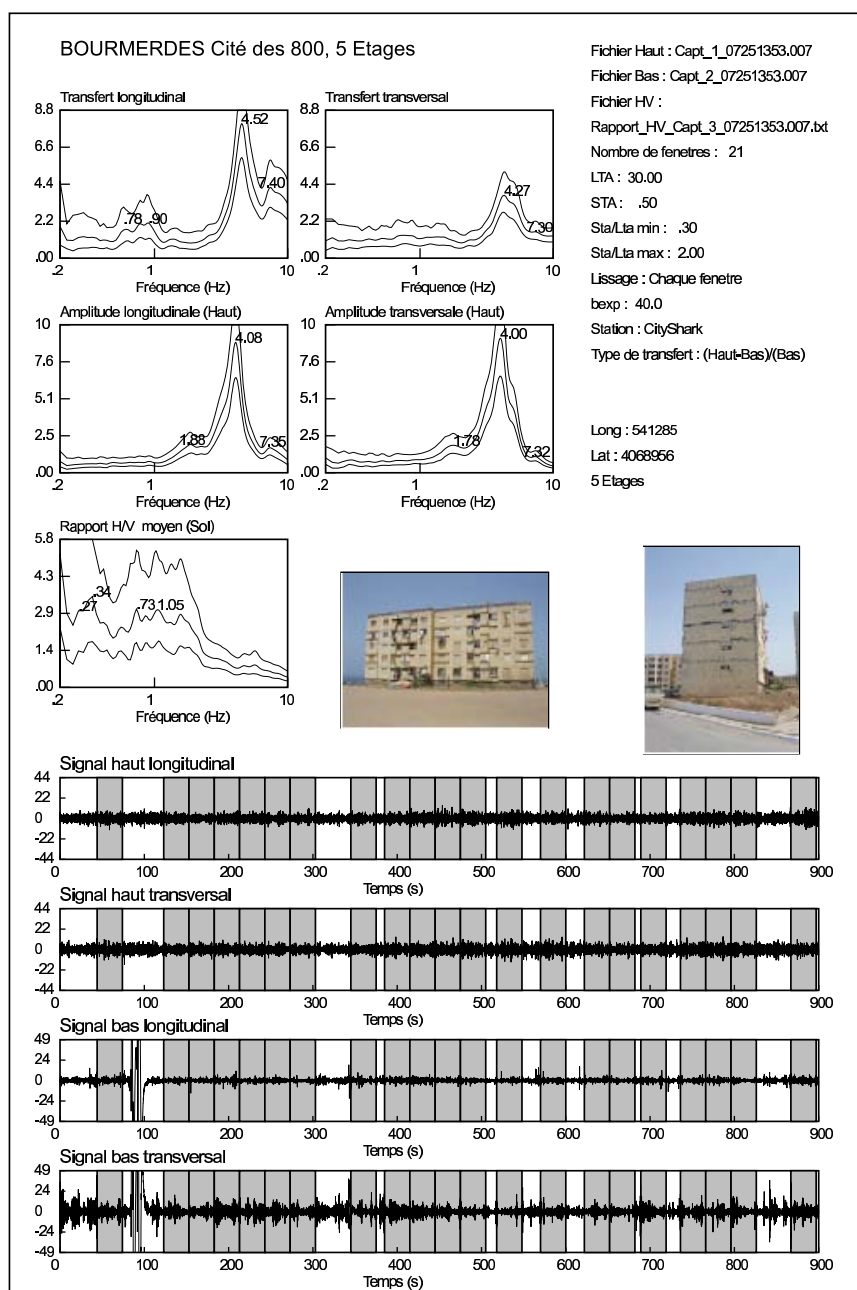


FIG. K.4 – Bâtiment 800_5_4

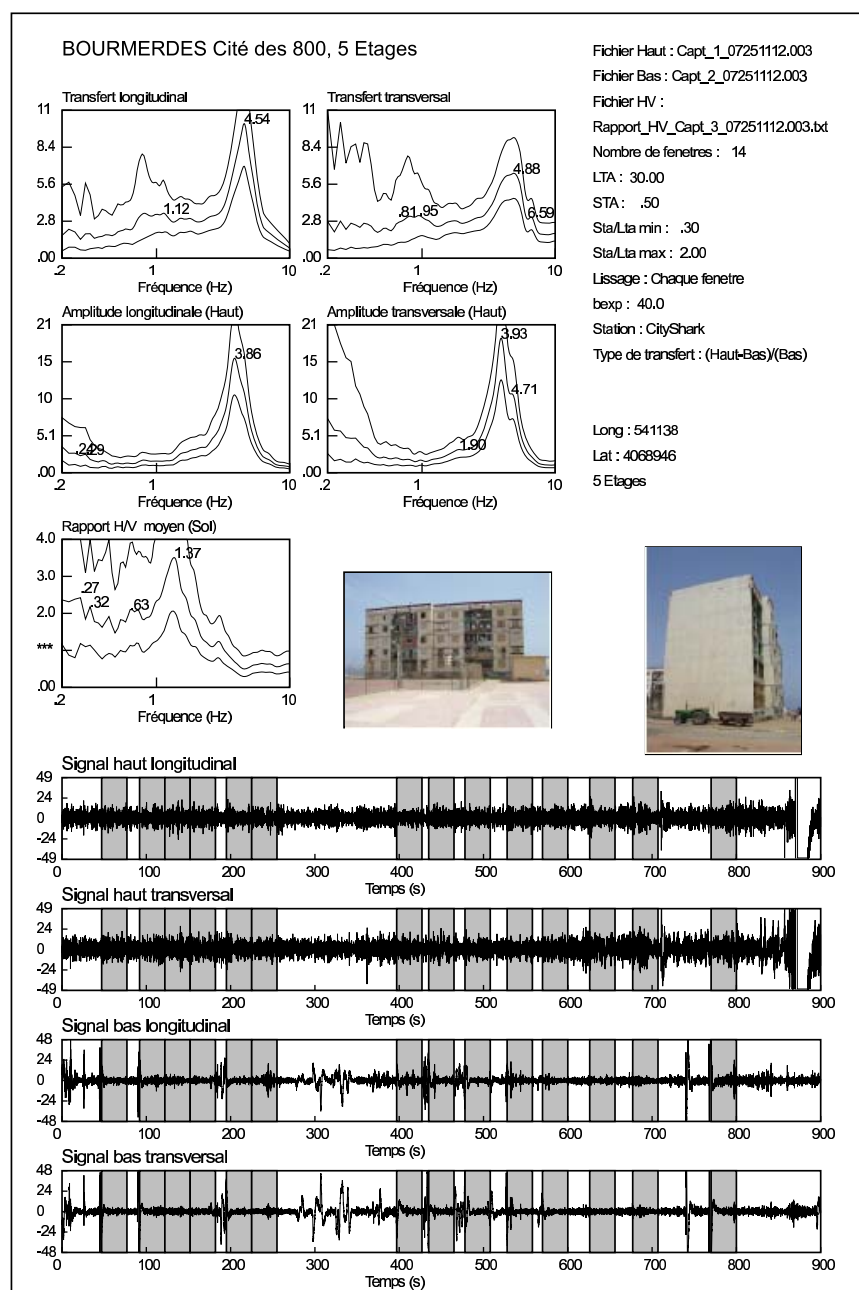


FIG. K.5 – Bâtiment 800_5_5